



TITLE:

鋼道路橋の計画設計に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

近藤, 和夫

CITATION:

近藤, 和夫. 鋼道路橋の計画設計に関する研究. 京都大学, 1974, 工学博士

ISSUE DATE:

1974-05-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r2556>

RIGHT:

鋼道路橋の計画設計に関する研究

昭和 48 年 11 月

近 藤 和 夫

鋼道路橋の計画設計に関する研究

昭和 48 年 11 月

近 藤 和 夫

目 次

第 1 章	総 論	1
1.1	まえがき	1
1.2	道路橋の概観	1
1.2.1	合成桁橋	2
1.2.2	鋼床版桁橋	4
1.3	道路橋設計の内容	6
1.4	下部構造の取扱い	8
1.5	標準鋼重と最小鋼重に対する従来の考え方	9
1.6	最適桁高, 最小鋼重の実用設計に関する従来の研究	10
1.7	本研究の内容と範囲	11
	参考文献	14
第 2 章	鋼床版の設計	17
2.1	概 要	17
2.2	E. Giencke の研究	19
2.3	鋼床版の最小重量設計	23
2.3.1	リブの断面諸量	24
2.3.2	最小重量断面	27
2.4	各リブの設計曲げモーメント	31
2.4.1	縦リブの設計曲げモーメント	32
(1)	縦リブのスパン中央曲げモーメント	32
(a)	死荷重曲げモーメント	32
(b)	活荷重曲げモーメント	32
(2)	縦リブの支点上曲げモーメント	37
(a)	死荷重曲げモーメント	37
(b)	活荷重曲げモーメント	37
2.4.2	横リブの設計曲げモーメント	37
(a)	死荷重曲げモーメント	37
(b)	活荷重曲げモーメント	38
2.5	最小重量設計	40
2.6	数値計算	47
2.6.1	計算に必要な係数	47
(1)	$f(u)$ について	47
(2)	$g(u)$ について	48
(3)	β について	49
(4)	$f(z), g(z), F(z), G(z)$ について	50

2.6.2	実施例との比較	55
2.6.3	計算例	56
2.6.4	二・三の実際的なケースに対する図表の作成	64
(1)	計算の内容と範囲	64
(2)	計算結果の整理	66
2.7	たわみ、座屈に対する検討	67
2.7.1	たわみ	67
2.7.2	座屈	68
2.8	結 語	68
	参考文献	71
第3章	鋼桁橋の設計	81
3.1	概 要	81
3.2	桁橋の最小重量，最小断面に関する一般的考察	82
3.2.1	まえがき	82
3.2.2	断面諸量	83
3.2.3	桁の重量，最小断面，最小鋼重	85
(1)	等断面桁	85
(2)	変断面桁（等高）	87
3.2.4	最小鋼重 g_h^* と許容応力度 σ_0, σ_u の関係について	89
(1)	等断面桁	89
(2)	変断面桁（等高）	90
3.2.5	附 記	90
3.3	鋼桁橋の最小鋼重および最小断面	91
3.3.1	概 説	91
3.3.2	鋼床版桁橋の断面諸量	93
3.3.3	単純鋼床版桁橋（等高桁橋）の最小鋼重，最小断面	95
3.3.4	連続鋼床版桁橋（3径間，等高桁）の最小鋼重，最小断面	99
3.3.5	連続鋼床版桁橋（3径間，不等高桁）の最小鋼重，最小断面	103
3.3.6	合成桁橋の断面諸量	106
(1)	合成前の断面諸量	107
(2)	合成後の断面諸量	108
3.3.7	単純合成桁橋の最小鋼重および最小断面	110
3.3.8	連続部分合成桁橋の最小鋼重および最小断面	117
(1)	鋼断面区間の断面諸量	117
(2)	最小鋼重，最小断面	118
3.4	数値計算	120
3.4.1	まえがき	120
3.4.2	各種の定数について	120

(1)	腹板厚と桁高の関係	120
(2)	主桁鋼重の補正係数 μ	123
(3)	補足的鋼重 w_r	124
3.4.3	連続桁橋の最小重量設計に関する定数について	124
(1)	等高桁に関する $A_p, A_n, B_p, B_n, C_p, C_n$ の値	125
(2)	変断面桁に関する $\tilde{A}_p, \tilde{A}_n, \tilde{B}_p, \tilde{B}_n, \tilde{C}_p, \tilde{C}_n$ の値	126
(3)	変断面桁に関する $\beta_1, \beta_2, \beta_{1p}^*, \beta_{1n}^*, \beta_{2p}^*, \beta_{2n}^*$ について	127
3.4.4	数値計算例	129
(1)	単純鋼床版桁橋	129
(2)	変断面連続鋼床版桁橋	133
(3)	単純合成桁橋	141
(4)	等断面連続合成桁橋	148
3.5	実施例との比較	158
3.5.1	設計条件	158
3.5.2	予備計算	158
3.5.3	主桁鋼重および桁高	161
3.5.4	主桁断面の設計	163
3.6	実際の事例に対する単位鋼重と桁高の図表	171
(1)	単純鋼床版桁橋	171
(2)	連続鋼床版桁橋	171
(3)	歩道のある鋼床版桁橋	172
(4)	単純合成桁橋	172
(5)	連続合成桁橋（等高および不等高桁）	173
(6)	歩道のある合成桁橋	173
3.7	経済比較	196
3.8	結 語	206
	参考文献	208
第4章	結 論	209
	鋼床版の設計	209
	鋼桁橋の設計	212

第 1 章 総 論

第 1 章 総 論

1.1 ま え が き

著者は過去 25 年間、大阪市において道路橋の計画と設計にたずさわるとともに、設計上必要な各種の理論的、実験的研究を行なってきた。これらの研究は主として鋼桁橋の新しい構造形式の開発に関するものであり、特に合成桁橋、鋼床版桁橋、箱桁橋、格子桁橋については、その発展と実用化に、いささか寄与し得たものとする。しかし、これら各形式の橋梁が実用化、普遍化されるにともない、構造上、解析上の問題とは別に、架橋計画論的な考察が必要となってきた。すなわち、適切なスパン割、桁配置、桁高などの基本諸元の決定法が重要な課題となる。このような計画論的考察は、基本諸元の決定に対して自由度の比較的多い、大規模な橋梁の場合に重要となり、またそれによる計画設計と実施設計との間に、大きな差異を生じないことが必要である。いいかえれば、実施設計とはほぼ同一の精度で、架橋計画を実施しうるものが望ましく、計画の立案から実施設計完了まで一貫性のある作業が理想的である。過去における架橋計画論的考察は、あくまでも計画立案時の目安として、既往の実績のデータを整理した結果に基づく推論であり、桁断面の決定や、正確な鋼重の算出は実施設計における別個の問題として処理されており、両者間に一貫性をもつ理論的研究は殆ど行なわれていない。このことは、新しい形式の橋梁に関する構造上または解析上の問題検討が主題である間はやむをえないが、このような新形式橋梁が定着化を見た今日は、特に架橋計画の当事者である官庁技術者にとって、この種の研究が極めて興味のあることとなる。著者もこの点に着目し、昭和 37 年より、架橋計画論の立場を踏まえた鋼桁橋の実用的な実施設計法の研究に着手した。目的とするところは、計画時において、すでに、実施設計に使用可能な主桁の最適断面を容易に決定し、正確な鋼重を把握して架橋計画の適正をはかるとともに、実施設計に際しては、細部詳細ならびに二次部材の設計を追加すれば済むように、設計法の実用化をはかろうとするものである。その成果の一部を、新十三大橋、豊里大橋、千本松橋、南港大橋などの計画に適用し、非常に有用であることを痛感したので、さらに本手法を整備し、広く鋼桁橋の実用設計に資することとした。

本章では、まず、道路橋として設計される種々の鋼桁橋について概観し、特に本研究の対象形式である合成桁橋、鋼床版桁橋について、著者の研究を中心にやゝくわしく説明を加えた。次いで、これら鋼桁橋の架橋計画立案より設計完了までの手順を示し、そのなかで、最も問題となる点を提起し、かつ、その故に本研究が極めて必要性の高いものであることを説明した。さらに本研究に類する従来の研究を紹介、検討を加えて、本研究の重要性を再び示し、最後に次章以下の内容と範囲を述べた。

1.2 道 路 橋 の 概 観

昭和初期から第 2 次世界大戦までの期間は、わが国の橋梁技術が一応世界的水準にあつたと目されるものであるが、この時期においても、ゲルバー形式を含む鋼桁橋は道路橋、特に市街橋のなかで、最も利用度が高く、普遍的な形式であつたことは、著者の調査¹⁾によつても明らかである。戦時中の空白時代を経て、昭和 28 ～ 9 年頃より始まる本格的な橋梁の架設に際しては、溶接、高強度鋼の採用、合成桁橋、鋼床版桁橋あるいは格子桁橋、箱桁橋等の新形式構造の開発により、鋼桁橋はますますその比重を増したといえる。特に、橋の床として不可欠の構造要素である鉄筋コンクリートの床版を主桁作用に

も関与せしめるよう配慮した合成桁橋は、鋼桁橋の適用範囲を著しく広げた。また、床による死荷重を面的に減少せしめながら、絶大な耐荷力を有する鋼床版は、スパン 100 m 以上の鋼桁橋の架橋を容易ならしめた。したがって、道路橋の主桁に関していえば、スパン 100 m 位までは、トラス、アーチ等の形式を用いることなく鋼桁橋で設計が可能であり、かつ、極く普通の架橋条件の場合、スパンの大きさに応じて、合成桁橋か鋼床版桁橋かのどちらかで計画するのが一般的である。故に、本研究の対象も合成桁橋、鋼床版桁橋においたが、両形式の主要問題点の概要を次に述べる。

1.2.1 合成桁橋

合成桁では、単なる鋼桁の場合と異なり、橋床である鉄筋コンクリート床版を鋼主桁と剪断結合することにより、多くの問題が生じ、これに対処するため、解析上、構造上種々の工夫がなされた。しかし、現在では、合成桁に関する示方書も既に第 3 次の改訂がされ、不安なく安全に使用できるものであるが、ここに至るまでに、提起された主要な問題点をしるせば次のようである。

基本的に単純支持の場合については

- (1) 鉄筋コンクリート部と鋼桁部との結合材（ずれ止め）
- (2) 鉄筋コンクリートの塑性々質とその影響
- (3) 鉄筋コンクリート床版の主桁作用に関する協力幅
- (4) 終極耐荷力

等が主要点であり、ゲルバー桁、連続桁に適用する場合には

- (5) 負の曲げモーメントに対する設計法

が必要欠くことのできないテーマとなり、かつ、(2)の内容特にクリープの影響が単純支持の場合に比べて、さらに重要性を増す。

従来から鋼桁橋において、コンクリートの附着力により鉄筋コンクリート床版が鋼桁と協同して荷重を負担していることはよく知られていた。しかし、積極的に両者を結合し、合成桁としての利用、実用がもくろまれたのは、昭和 25 年にドイツにおいて、道路橋合成桁設計暫定基準が発表されてからである。著者も、これに刺激され、昭和 26 年より、合成桁橋として神崎橋の設計に着手するとともに、平行して、実験を行ない、それぞれ報告した。²⁾³⁾⁴⁾ 設計報告の内容は、前記主要問題点(1)～(4)を含む設計法の紹介が主であるが、細部に至るまで、その方法は現在においてもそのまま利用されている。設計の裏付け資料となつた実験⁴⁾では、押抜き試験によるチヤール耐荷力の測定から、桁としての合成程度、 n 値、有効幅、降伏安全度等主要問題点のすべてについて確認を行なつており、同様に、以後の合成桁採用に関しての危惧を除いたものである。したがって、その後の合成桁に関する各種の研究は、格子桁あるいは連続桁等の、さらに高度な構造形式との関連において報告されている。

前記文献²⁾で、単純支持の場合、合成桁の採用により、非合成桁より、約 20 % の鋼重節約が得られることを報告した。しかし、一方、適用形式が単純支持の場合に限定され、連続桁、ゲルバー桁への安全な適用が不可能なままでは、折角の鋼重節約も価値が減少し、かつ、一個の構造形式としては不十分といわざるを得ない。特に、外観、走行性より連続桁が望まれる市街地あるいは高速道路の橋梁について、かなり不利を招く。

著者も前述のように、神崎橋の実験、架設により、単純支持の場合には、合成桁が不安なく採用し得ることに確信を得た後は、さらに高度な各種構造形式、なかでも連続桁への適用に意を注いだ。こ

の場合、問題点である負のモーメントに対する設計法としては、つぎのようなものが考えられる。

- (a) 積極的にプレストレスを与え、コンクリートの引張応力を許容値内におさえる。
- (b) 床版と鋼桁との結合方法に工夫を加えて、コンクリート部の負担する引張力を軽減する。
- (c) 鉄筋コンクリートの考え方にたち、引張力に対して、コンクリートは無視するが、コンクリート中の橋軸方向鉄筋は有効に働くと考える。
- (d) 不都合な部分は非合成とする。

現在、連続合成桁といえ、一般には(a)の工法によるものを指す。プレストレスを与える方法として、多くの工法が提案、実施されたが、普通に用いられているのは支点移動、鋼棒による締め付け、およびゲルバー桁の場合支点移動に換えての前荷重法である。いずれの場合も、プレストレスがコンクリートにとって、かなり大きな持続応力となるので、クリープによる応力の移行あるいは減少についての正確な算定が、必要性和重大性をもつことになる。多くの人による連続合成桁に関する研究⁵⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾も、その内容は工法そのものよりも、むしろクリープによる影響の把握であつた。著者も昭和32年から33年にかけて、実験的橋梁として友淵橋と太左エ門橋に、前者は支点移動を、後者には鋼棒を用いてプレストレスを与える連続合成桁工法を試みた。はじめての架設例であるので、詳細な設計々算過程、各施工段階の各部応力について計算値と実測値の比較等を報告した。⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾¹²⁾そのなかで、特にクリープによる影響については、各種解法による値と長期実測値との比較の結果、いずれの方法によるも実用上差支えないことがわかり、当形式の橋梁について基盤を得るとともに、大規模の場合には両者の工法を併用する方が望ましいとの結論を得ている。

このように、二つの実験橋梁の架設により、精度上、施工上の基本的安全性は確認したが、さらに本格的橋梁に適用するに先立ち、両工法について、プレストレスの分布、クリープ収縮の影響、静的動的挙動および最終耐荷力の実験的研究¹³⁾¹⁴⁾を行なつた。この裏付けにより、支点移動と鋼棒によるプレストレスを併用した連続合成桁橋の毛馬橋(スパン 40 m + 55 m + 55 m)を架設し、実測、実験¹⁵⁾¹⁶⁾¹⁷⁾¹⁸⁾を重ねたが、その後、各地での架設例の調査¹⁾⁸⁾からも、連続合成桁では、支点移動あるいはこれに鋼棒を併用してプレストレスを与える工法が一般的となつている。ただし、本研究では、後で述べる理由により、さらに利用度が高いと思われるところの、(c)の考え方にたつプレストレスしない連続合成桁を対象としている。

なお、その他に、桁のろける曲げモーメントの形状にあわせて鋼桁に配置したザイルを締め付けてプレストレスを与える工法がある。曲げモーメントの形状に応じて合理的にプレストレスを変化し得る点、また、合成前に鋼桁の応力改善が可能な点等、非常に注目し値する工法である。著者も、ザイルを用いることによる影響、桁の弾性内挙動、耐荷力について詳細な実験¹⁹⁾²⁰⁾を行ない、当工法による小松橋を架設する等かなり意欲をもつた。しかし、ザイルの製造期間、価格、ザイルアンカー部が複雑となる点で、必ずしも一般性をもつとは思われず、大規模の場合等の特殊な工法と理解すべきである。

(b)の工法では、不完全合成桁、漸続合成桁と称されるものがこの範疇に入る。床版と鋼桁との間にいくらかのずれを許容してコンクリート部の分担軸力を軽減するよう変形の大きい柔いずれ止めを使用したのが不完全合成桁である。また、ある一定区間のずれ止めを省いて、その間の分担軸力を完全に合成した場合の平均値にしたのが漸続合成桁と呼ばれている。著者の研究²¹⁾²²⁾²³⁾によれば、前者はずれ止めのバネ常数の仮定と解法の複雑さの点に、また後者は不連続点の応力集中に難点があり、

さらに、両者とも、そのみではコンクリートの引張応力度を許容値以内におさめることは難しいことなどの理由により、実用的とはいえない。

(d)において、その目的のために床版に目地を設置すれば、その目地は橋にとつてすべての面で悪影響を及ぼし、極めて好ましくない構造といわねばならない。もし、目地を設けず床版を連続させれば、前述の断続合成桁に相当し、最初の仮定を大きく外れることになる。したがって、著者は、このような工法、仮定に対しては賛意を表し得ず、安易な考え方であるといわざるを得ない。

既に述べたように、(d)の工法、すなわち、プレストレスト連続合成桁は優秀な工法として数多くの架設例があり、安定した感がある。しかし、計算がやや複雑であり、プレストレストのクリープによる変化を厳密に把握することが必要である。これらと、現場管理、工期の点より、橋梁の規模、架設場所等によつては、秀れた工法であるにかかわらず、最適の形式とはなり得ない場合がある。もし、プレストレストを与えずに、合理的に負の曲げモーメントに対処し連続合成桁を架設できれば、前記問題点が解決し、適用範囲も大きく拡がることは明らかである。

著者は、この見地から、負の曲げモーメントに対してはコンクリートは無視するが、コンクリート中の橋軸方向鉄筋は有効に鋼桁に合成させるといふ、鉄筋コンクリートの考え方によつて(c)の工法の開発を試みた。鉄筋の主桁作用に対する協力度、コンクリートのひび割れ性状と鉄筋量との関係等について多くの静的、動的実験⁽²⁴⁾⁽²⁵⁾⁽²⁶⁾⁽²⁷⁾⁽²⁸⁾を行なつて、設計法を確立⁽²⁹⁾⁽³⁰⁾した。その後、多くの架橋実績を経て、今次(昭和48年)の道路橋示方書には、プレストレスト連続合成桁とともに当工法も採用されている。鋼重、工期、工費等より、今後ますます利用度が高くなる形式であると確信されるので、本研究でも、連続合成桁の場合は当形式を対象としている。

1.2.2 鋼床版桁橋

鋼床版の利用による死荷重の軽減と、鋼床版を主桁フランジとしても作用せしめるという合理的設計が、いかに鋼桁橋の適用範囲を広め、発達をうながしたかは、戦後におけるドイツの橋梁設計によくみられるとおりである。現在は、わが国においても、大スパンの鋼桁橋の設計を考える場合、鋼床版は欠かすことのできないものであり、鋼床版の容易な利用を背景に大スパン鋼桁橋の適用が自然に考えだされる程である。

しかし、鋼床版は、それ自体が複雑な立体構造であるのに加え、主桁と緊結されて鋼主桁の一部としても使用されるので、解析上、構造上数多くの問題が生じる。いずれの問題も単独で存在するものではなく、干渉し合うものであるが、その主眼とする大要を記し、説明を加える。

- (1) 鋼床版の力学挙動とその解析及び耐荷力
- (2) 鋼床版上の舗装
- (3) 鋼床版のリブ形状並びにその継手
- (4) 主桁の継手
- (5) 主桁上フランジの有効幅
- (6) 各部の疲労強度
- (7) 鋼床版の最適設計と実用的設計法

平板を縦横に剛度の異なるリブで補剛したリブ付異方性板である鋼床版に、輪荷重が載荷された場合の解析については、多くの人により研究されている。⁽³¹⁾⁽³²⁾⁽³³⁾⁽³⁴⁾⁽³⁵⁾しかし、構造系にあまりにも忠実に追跡しようとするれば、やや非工学的にならざるを得ず、実用的な解法を得ようとするれば、多

少共、適当な近似化、仮定はまぬがれがたい。反方を勘案し、橋梁設計の精度をも考慮した場合、解析法は鋼床版に関する一つの基本的問題である。著者は、昭和 31 年に実験橋梁として架設した森の宮橋の実物を使用した実験³⁶⁾において、鋼床版を縦横共に平均理想化した直交異方性板と考えることは(文献 31)、あまりにも仮定が大きく、特に縦リブに関して不適当であること、Fischer³⁵⁾、Homborg³⁶⁾等の提案するように、縦リブを無限に多くの桁が並んでいるとみる考え方にたつのが、設計上、精度上、適当であることを指摘したが、以後、各方面での設計も大体この線に沿っていると思われる。その後、新淀川大橋の架設に際して行なつた一連の実験的研究³⁷⁾において、今までと違つて、縦リブが閉断面形状をなす鋼床版について、模型を用いて同様の実験と耐荷力の算定を行なつた。本実験の計算値は縦リブの振り剛さを考慮して、Pelikan - Esslinger の方法³⁴⁾による値を採用したが、設計上、縦リブの振り剛さの考慮は左程影響がないとの判断のもとに、本研究では同様の形状をもつ閉断面縦リブの場合にも振り剛さは無視している。

鋼床版は降伏以後も膜作用の存在により、大きな耐荷力を有することはよく知られていることであるが、前記実験³⁷⁾並びに加島大橋架設に伴う実験³⁸⁾によつても、破壊荷重は降伏荷重の大体 5 ～ 10 倍あり、安全すぎる程の耐荷力のあることを確認した。これらのことから、縦リブ間のデッキプレートについて、その応力算出は略されている。

鋼床版を採用するにあつたの難点の一つは舗装にあつた。一般の道路舗装あるいは鉄筋コンクリート床版上の舗装と比べて不利な点は、リブの存在による支持力の不均一性、支持力が不均一であるにかかわらず死荷重の点から限定される舗装厚、大きな撓み量と振動数、添接板とボルトの存在、防水性等である。これらに対する留意を怠つたがための舗装の失敗はドイツにもみられ、著者にも普通の下床式アスファルトコンクリートを使用した西大橋の設計³⁹⁾⁴⁰⁾で同様の例がある。新淀川大橋の架設に際しては、前記の点について実験³⁷⁾をし、その範囲では上層に硬グースアスファルトをもつ二層 65 mm 厚のグースアスファルト舗装が最良の結果を得た。鋼床版の継手に添接板を使用している同橋並びに加島大橋には、継手構造厚を考慮して、80 mm 厚で二層のグースアスファルトを舗装、その後、後述するようにデッキプレートに現場溶接が採用されるようになってからは、同様の舗装を 60 mm 厚で施工、現在に至るまで好成績を持続している。

経験則によることの多い舗装について、一片の実験のもとで良否の価値判断を行なうことは、かなり危険なことであるが、舗設後、既に 8 年間、良好な状態を保っていることの実証は、前記の鋼床版舗装が、少なくとも十分実用し得ることを示すものであり、本研究の中でも、60 mm 厚のグースアスファルトを鋼床版上の死荷重として算定している。

鋼床版のデッキプレートには、前述の舗装に対する影響から厚さ 12 mm が使用され、横リブには T 断面が使用されるのが一般的である。しかし、縦リブについては、種々多様の形状が工夫されており、それぞれ、利害得失がある。本研究では、その汎用性等を考慮して、T 断面、I 断面、U 断面を縦リブの対象断面としている。また、隅肉溶接を使用した場合に比べて、高力ボルトによる継手が疲労強度で大きくすぐれていることが判明³⁷⁾した。

新淀川大橋、加島大橋等を架設した時期には、鋼床版のデッキプレートを含めて主桁の現場継手は、添接板を使用した高力ボルトあるいはリベット継手であつた。しかし新十三大橋の架設に際しては、デッキプレートは全方向について現場突合溶接を採用して、鋼重の節約と舗装厚の減少、均一性をはかることとした。⁴¹⁾⁴²⁾この際、問題となるのは、溶接方法、開先断面の形状、製作や架設による

誤差の影響、溶接による収縮、変形等であるが、耐疲労性を含めた広範な実験⁽⁴¹⁾⁽⁴³⁾により、安全性が確かめられ、かつ、現場施工においても成功した。⁽⁴¹⁾⁽⁴⁴⁾⁽⁴⁵⁾ただ、溶接方法として、裏当金を用いた片面溶接を採用している関係上、裏当金の存在による疲労強度の低下は定性論として残る。このため、豊里大橋、⁽⁴⁶⁾⁽⁴⁷⁾⁽⁴⁸⁾⁽⁴⁹⁾⁽⁵⁰⁾新御堂筋、南港大橋⁽⁵¹⁾では、裏波溶接用フラックスを用いた現場片面溶接について、前記と同様の実験を行ない、現場においても成功しているので、今後のデッキフレート⁽⁴¹⁾の現場継手は裏波片面溶接によるのが望ましいと考える。

縦リブ、主桁ウェブ、主桁下フランジは高力ボルトによるのが一般的であり、本研究中の鋼重についても、このような仮定にたっている。剛な継手であるだけに、デッキフレートの現場溶接の収縮拘束応力に及ぼす影響は大きく、このために、前記各橋の現場架設に際しては種々の工夫と、拘束応力の算定⁽⁴³⁾を行なった。しかし、架設条件は、個々の橋について当然異なるものであるから、各々の架設条件にあわせて、別途考慮すべきである。

鋼床版桁橋の設計を一般平常化するに際して、解決しておかねはならない問題に鋼床版の有効幅の決定があった。著者も、主桁フランジとしてのリブ付異方性板におけるShear lagについて、理論的、実験的研究を行ない、かつ、鋼床版桁橋のフランジフレートの有効幅を求める係数、ならびに、連続桁、ゲルバー桁の場合の取扱い方法等を提案⁽⁵²⁾した。昭和48年の道路橋関係告示の改編に際して、有効幅の規定についても、連続桁、ゲルバー桁の取り扱い等合理化され、整備された。ただ、規定は合成桁が中心になつていたので、ホアツソン比、リブ付補強板の影響は、二次的な問題として無視されている。したがって、著者の提案値と比べると、ある範囲においてやや差をもつが、鋼床版桁橋の通常の適用規模においては、その差は小さく、実用上は差支えないと判断できる。

鋼床版は、T荷重の作用を直接大きく受けるにかかわらず、各所に溶接が採用されており、これら溶接部の疲労について留意しなければならないのは当然である。しかし、疲労をとりあげる限り、疲労強度の向上、構造上の配慮ばかりでなく、実際に載荷される荷重状態とその頻度について量的な把握がなければ、実設計上の解決とはならない。すでに述べたように、鋼床版のデッキフレートの現場溶接と縦リブの現場継手に関する疲労強度については、一応の解答を得、⁽⁴¹⁾⁽⁴³⁾実施している。しかし、荷重と頻度を考慮し、疲労を設計上の数値として扱うようになるのは、今後のこととなる。

既述のように、鋼床版の力学挙動とその解析法あるいは設計のための計算法については、多くの人々の理論的、実験的研究により解決をみている。しかし、縦横リブの適正な配置に関しては未だ研究が少なく、また、高次不静定構造であることを考えれば、リブの配置、剛比、あるいは主桁作用との関連等について、試行錯誤することはむづかしい。この問題は本研究の内容の一つとなつていく。

以上、本研究の対象形式である合成桁橋、鋼床版桁橋の両形式について、設計上の主要問題点、並びにこれら問題点の本研究における取り扱い方を述べた。

つぎに、鋼桁橋の設計に際し、本研究が占める役割を説明する。

1.3 道路橋設計の内容

道路計画の一環として、道路橋の設計が完了するまでの手順をつぎに示す。

- (a) 架橋地点、橋梁等級の決定
- (b) 平面形状、縦横断線形の決定
- (c) 地形測量、地質調査

- (d) 架橋対象（河川、鉄道、道路等）及び附近地での各種制約条件の調査
- (e) いくつかの計画案の立案と一つの実施案の決定
- (f) 実施案についての詳細構造設計と照査
- (g) 工事示様書と工事予算の作成

これらのうち、(a) (b)は道路計画に附随して決まるものである。ただし、たとえば、平面形状を決めるときの橋梁斜角の許容度と道路線形の問題等、橋梁設計面との関連もある。したがって、(a) (b)は道路、橋梁、交通さらには用地面にも相当の知識をもった道路計画担当の技術者によつて決定される。また、橋梁部縦断線形は、取付道路との関連において、ある許容範囲が示され、その範囲内で橋梁の設計者が決定するのが通例である。

以上より、橋梁設計者の担当する範囲、すなわち、橋梁の設計とは残部(c)～(g)となるが、一般には、さらに狭義に解釈、細分化される場合が多い。(c)～(g)のうち、(c)、(d)は調査といわれ、縦断線形の決定を含んだ(e)の作業を橋梁形式の選定あるいは比較設計と称し、(f)及び(g)がいわゆる橋梁設計の内容であり、実施設計ともいわれる。さらに、そのうちの(g)の示様書、積算関係の作業は官公庁等工事発注者だけの作業であるので、実施設計とは別に考えることもある。本研究でも、(f)の作業のみを実施設計と称することにする。

本研究の目的は、(e)の作業、すなわち、いくつかの計画案の立案と一つの実施案の決定の内容を精密強化し、実用面での設計をほぼこの段階で終わらせることにある。以下に(e)の作業内容を詳述する。

(e-1)；道路計画の面や現地の地形的条件（橋長、幅員、等級、路面高の制限、地盤、最小支間、桁下空間、工法上の制約等）を、すべて満足する技術的可能性のある橋梁形式を選出する。これは制約条件がゆるやかな場合には非常に多くの形式が考えられ、厳しいときには逆になる。

(e-2)；以上より、まず明らかに不適当と判定されるもの（例えば、市街地におけるトラス形式や不経済なもの等）を除外し、まず標準的な主桁形式、スパン割、主要構造寸法を一応決定する。

(e-3)；(e-2)で選ばれた各案について、かなり正確な工事費を算出する。

(e-4)；(e-3)の結果に、外観の良否、工期の長短、設計施工及び維持管理の難易等の要因を勘案して、総合的な判断のもとに実施案を決定する。

参考までに、新十三大橋のフロワイール決定に際し、最終的に考慮された各案を表1-1に示す。

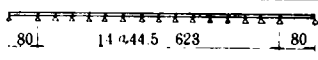
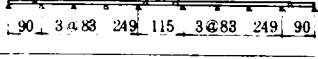
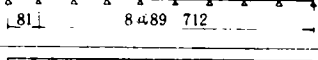
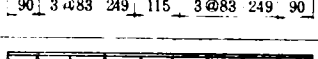
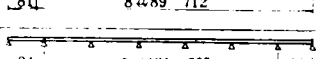
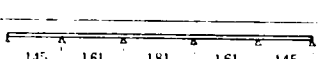
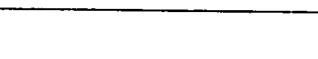
(e)の作業中、(e-2)が最も基本となるもので、一般には、十分な知識と豊かな経験とを有する能力ある技術者によつてなされ、さらに、上級指導者によつて吟味されるものである。もともと、与えられた条件のもとで、好ましい形式として採りあげられ、お互に十分競争し得るであろうとして比較される各案であるだけに相互間の優劣が接近する場合もあり得る。(e-3)の作業による工事費においてもまた同様である。業者の経験においても、新十三大橋の例では、表1-1の形式Ⅳを除いて各案とも総工事費16億3000万円から17億9000万円の間にあり、その差は4.5%となつてゐる。

このような場合、工事費算出の精度が重要であることはもちろんであるが、各案それぞれについて決定した構造諸元は、その形式として最適のものでなければならない。たとえ比較設計が多くの時間と労力をかけて、非常に高い精度で行なわれたとしても、その構造諸元が適切でなければ、その比較設計は他案に比して不利な扱いをうけたことになり、合理性に乏しい。遺憾ながら、現在普通に行なわれている比較設計の際の工事費算出の精度は、かなり粗雑なものである。そこで、このような比較設計に絶対的成果を期待するためには、各比較設計に用いられる構造諸元が適切なものであることが望ましく、ま

た、それに基づく工事費の算出精度が実施設計とほぼ同一程度であることが必要である。言い換えれば、橋梁計画時に行なう比較設計の段階において、くわしくは、(e-2)、(e-3)の作業中において、各比較案のおのおのについて、適切な構造諸元を用いた設計を行ないうることが望ましい。

この目的のため、(e-2)、(e-3)の段階において、適切な構造諸元を、試行錯誤で求めながら、断面決定まで行なうことは、きわめて莫大な労力と時間を必要とする。特に最適諸元の必要度の高い長大スパンの場合、あるいは、設計制約条件がゆるやかで比較されるべき案の多い場合に、この方法を実行することは困難である。ここに、(e-2)、(e-3)の作業段階において、試行錯誤でなく、的確な最適構造諸元がえられ、それによつて実施設計が行なわれ、正確な工事費が算出されることの必要性が痛感されている。これが本研究の動機の一つである。

表 1-1

	スパン制り	上部構造概要	下部構造概要	工事費(円)
I		中純合成ゲタ橋 鋼 中 225 kg/m ² クダ高 3m	R/C堰止基礎 ケーソン基礎 13・5・23m・15基 16・6・23m・2基	1,680,000
II		連続合成ゲタ橋 鋼 中 280 kg/m ² クダ高 3m	R/C堰止基礎 ケーソン基礎 14・5・23m・2基 16・6・23m・6基 18・6・23m・2基	1,700,000
III		連続合成ゲタ橋 鋼 中 300 kg/m ² クダ高 3m	R/C堰止基礎 ケーソン基礎 16・6・23m・7基 20・6・23m・3基	1,790,000
IV		連続鋼床版ゲタ橋 鋼 中 320 kg/m ² クダ高 3m	R/C堰止基礎 ケーソン基礎 14・5・23m・8基 16・5・23m・2基	1,630,000
V		連続鋼床版ゲタ橋 鋼 中 325 kg/m ² クダ高 3m	R/C堰止基礎 ケーソン基礎 14・5・23m・7基 16・5・23m・3基	1,610,000
VI		連続鋼床版ゲタ橋 鋼 中 360 kg/m ² クダ高 3~4m	R/C堰止基礎 ケーソン基礎 14・5・23m・2基 16・6・23m・4基 20・6・23m・2基	1,720,000
VII		連続鋼床版ゲタ橋 鋼 中 420 kg/m ² クダ高 3~6m	R/C堰止基礎 ケーソン基礎 18・6・23m・5基 20・6・34m・1基	1,840,000

1.4 下部構造の取扱い

前述してきた設計内容、問題点は、上部構造、下部構造のそれぞれについていえることであり、両方を同時に考えなければならないことも当然である。

上部構造において、一般的に、まず考えられるのは、スパン制と主桁配置、あるいは鋼床版の利用であり、さらに、特別な場合には、特殊な材料、構造、工法の利用も考え得る。

各形式による主桁製作架設費の差を別途考慮すれば、上部構造における問題とは、当該スパン、主桁形式に応じた適切な構造諸元の決定と、そのときの正確な鋼重の把握に帰することになる。

一方、下部構造においては、上部構造の反力の大きさ、方向に対する適当な形状寸法の決定以前の問題として、水深、基礎支持層の深さ、厚さ、強度、支持層に至る中間層の性質等の架橋地点の地盤特性

による基本的な基礎形式に関する問題が残る。いいかえれば、フーチング基礎、杭基礎、ケーソン基礎等の基礎形式は、上部構造のスパン、形式等から、直接に決定されるものではない。例えば、浅い位置に岩盤があれば当然直接基礎を採用し、締切、掘さくに非常に多くの費用を要する条件のもとでは、杭基礎よりもケーソン基礎が有利となるように、まず、下部構造の築造地点の特性に応じた適当な基礎形式が決定され、その後、決定された形式のもとで、形状寸法の問題が生じる。このように、下部構造の形式、諸元の決定の問題は、それが重要な事項であるにもかかわらず、不特定な条件のもとで行なわねばならない結果、一般性をもたすことは極めて困難となる。

特に上部構造との関連において論議される場合、荷重、使用材料の品質が全国的に統一限定されている上部構造と比較して、下部構造にも同様の精度で一般性をもたせて示すことは至難である。ゆえに、下部構造に関しては、架橋地点の各種固有条件のもとにおいてのみ価値を有する別個の問題として取扱わざるを得ない。著者の経験においても例外ではなかつた。

したがって、局地の地形、地盤等の条件に左右される下部構造と、それを含めた上下部全体の問題については、その都度、各地点の固有条件にあわせて考えるものとし、著者は普遍的にすぐ利用できる上部構造に限定して、鋼重その他広く実用設計に関する研究を行ない、本研究の内容とした。

以下、この分野における従来の考え方の概要を述べる。

1.5 標準鋼重と最小鋼重に対する従来の考え方

すでに述べたように、本研究の目的とするところは、橋梁の計画時において、主桁の最適断面を決定、正確な鋼重を把握し、計画の適正をはかることによつて、実際設計を迅速合理化かつ、簡単化することにある。

これに対し、橋梁設計における従来の考え方および手法は、これを二つの分野に分け、それぞれ別個のものとして取扱つてきた。前節の説明に従つてしるせば、橋梁の設計と称される内容のうち、(e)の作業、すなわち、橋梁形式の選定あるいは比較設計と、(f)の実施設計との間には、一貫性をもたず、(e)の作業は非常にマクロ的な視野のもとに行なわれ、(f)の作業あるいは結果を拘束するものではなかつた。このことは、標準鋼重と最小鋼重に対する従来の考え方にも顕著にみられる。

鋼橋の設計に際して、その自重の算定が必要なことは当然である。古くは、Dr-Ing. Friedlich Bleich の有名な著書⁵³⁾にも紹介されている R. O. Bertschinger の重量公式、あるいは Waddell⁵⁴⁾の与えた図表があり、さらに、わが国でも青木楠男博士の重量推定公式⁵⁵⁾がある。しかし、いずれも過去の実績に基づき、スパンの1次または2次の関数であらわされており、理論的根拠はない。したがって、前述の(e)の比較設計において、他案との比較の基礎となし得るようなものではなく、加えて、適用できる範囲も限られている。もつぱら、実施設計において、死荷重の一部としての自重の算定を適当ならしめることを目標としており、実施設計の結果得られた自重が、重量公式による最初の仮定と比べて、不都合でさえなければよいものであり、この点、著者の意図するところからみて、論外とせざるを得ない。

また、最適桁高と最小鋼重、すなわち、主桁鋼重を最小ならしめる桁高と、そのときの鋼重を前記のごとく表現すれば、これらについては、その桁高のみについて、実施設計途上の便をはかるために、単なる目安を与えているに過ぎない。⁵⁶⁾⁵⁷⁾さらには、リベット結合の構造が主体であつた時代には、理論的最適桁高を重要視することは、かえつて否定的な感さえあつた。⁵⁶⁾⁵⁷⁾その後、溶接構造の採用に

より、リベット穴の取り扱い上の仮定の除去されたこと、山形鋼が使用されなくなったことなどより、最適桁高についても言及されるようになった。⁵⁶⁾しかし、これも、設計曲げモーメントに対する最適桁高の取り扱い、すなわち、あくまで実施設計のみを対象としたものであり、計画の段階における最適桁高、最適桁高と最小鋼重の問題について触れているものではない。

過去における標準鋼重（自重）、最適桁高と最小鋼重についての研究がこのような状態であり、特にスパンに対する桁高と鋼重との定量的関係の研究が等閑視されていたのは、当時の橋梁工学が実施設計、すなわち、狭義の設計々算のみを終始重要視し、計画時における厳しい最適諸元の追求が、二次的に考えられていたことに由来するものと思われる。

戦後、各地で多くの架橋が実施されはじめた昭和30年頃から、架橋計画時におけるかなり厳密な経済性の追及の必要性が認識されるようになった。しかし、この認識に基づく成果も、純然たる橋梁計画論的立場にのみたつ、マクロ的考察に終始するか、⁵⁸⁾あるいは、実施設計の際、既知外力に対する断面決定法だけを記述しているものである。⁵⁹⁾⁶⁰⁾⁶¹⁾その後、今日まで、両者を共に考慮し、橋梁計画の合理化と設計の実用化を同時に意図する研究成果は数少ないようである。ただ、鋼床版に関しては、E. Giencke の研究⁶²⁾があり、また、単純支持の非合成プレートガーダーについて、著者と同様の見地にたつO. Erdmann⁶³⁾福田武雄博士⁶⁴⁾の研究がある。E. Giencke の研究については、本研究の第2章鋼床版の設計のなかで、詳細な紹介と検討を行なっている。また、福田博士の研究はその対象が単純支持の非合成プレートガーダーに限った範囲であるが、著者と同様の観点からなされた研究と推察されるので、つぎに紹介する。

1.6 最適桁高，最小鋼重等の実用設計に関する従来の研究

福田武雄博士の“上路プレートガーダー鋼道路橋の鋼重について”の研究対象は、単純支持の非合成溶接プレートガーダーで、鋼道路橋設計示方書（昭和31年）、溶接道路橋示方書（昭和32年）に準拠しており、表、グラフ等で結果の明示されている範囲は、幅員4.5m、5m、6m……11m、12m スパン20m、25m、30m、35m……75m、80mとなつている。

まず、主桁スパンに無関係に算定し得る鉄筋コンクリート床版、および縦桁、床桁の床組について別個に取扱い、床組標準鋼重算定式を誘導して、床桁間隔3m、4m、5m、6m、7m、縦桁間隔1.3m～2.7m、縦桁数1～6本（主桁間隔2.6m～18.9m）の場合について、床組鋼重を計算、グラフで表示している。ただし、ここでは各場合の標準床組鋼重を知り、床組をもつ場合の主桁鋼重に加算することと、一般的傾向を推測するのが目的となつている。

ついで、主桁については、主桁が非合成の簡単なI型桁であることと、任意点の設計曲げモーメントが、2次の放物線であらわし得る単純支持の構造であることから、ただ一つの経験的係数（純主桁断面鋼重に対するその他鋼重の係数）を使用することで、所要鋼重を桁高の関数としてよく整理された式で提示されている。さらに、この式から、鋼重を最小にする桁高、すなわち、最適桁高についての解と、この場合の鋼重、すなわち、最小鋼重についての式も与えられている。これらの一般式および既に求めた床組鋼重とから、幅員4.5m、5m、6m……11m、12m、スパン20m、25m、30m、35m……75m、80mの組合せのおのおのについて、さらに主桁配置、縦桁配置を変化させ（床桁間隔は5mに一定）、荷重等級、鋼種の差を考慮し、実に2444のケースについて、表と図表を用意している。また、これらの結果より、主桁、縦桁の配置の差による最小鋼重の比較を行なうとともに、最適桁高の近似式も与え、広く橋梁計画上、設計上の資料を整えた力作である。

研究の対象範囲が単純支持の場合に限られていること、現今の通常の主桁形式である合成桁、鋼床版桁に適用できないことはさておき、橋梁計画上、設計上の実用の見地から、このような研究がなされたことは、今後の橋梁設計に重要な示唆を与えるものと考ええる。

このように、現在通常に使われている鋼道路橋の主桁形式について、その最適諸元、鋼重の適切な資料を得ることが要望されるにもかかわらず、明確な解析のもとに広く実用に供し得る業績をもった研究は見当たらない。

著者は、現今における鋼道路橋の通常的主桁形式である鋼床版桁、合成桁を対象に、連続支持の場合も含めて、実用的な最適問題の研究を行なった。以下に本研究の内容と範囲を述べる。

1.7 本研究の内容と範囲

対象形式は、単純支持、連続支持の鋼床版桁橋と合成桁橋であり、これらの構造についての問題点とその取扱いは既に述べた通りである。その成果にもとづき、これらの最も利用度の高い橋梁形式について、架橋計画の適正を計り、実施設計に広く活用することのできる実用設計法の提案とこれによる各種設計資料の作成をもつて、本研究の内容と範囲としている。

近年、電子計算機の利用により、いわゆる最適設計法の研究が盛んであるが、この最適設計という觀念からすると、最小重量設計は必ずしも最適といえない場合も生じる。しかし、鋼桁橋においては、鋼桁費用の建設費に占める比が圧倒的に大きく、また、構造形式に基づく製作費の大きさを評価し得るものであるから、最小重量設計は一方法であり、それなりに實際上大きな意義を有するものと考えられる。また、適切、かつ、正確な鋼重の把握が、架橋計画に際し、いかに重要であるかは、再々述べてきたところである。

この手段として、電子計算機の使用を前提とし、必要な制約条件のもとで、評価関数を最小にする設計変数を、ある種の数学的手法によりシステマティックに決定しようとする設計法は、問題解決の有効な方向を示すものと考えられる。しかしながら、橋梁設計においては制約条件が非常に多く、評価関数の決定が困難であることなどのため、現在のところ、実用性に乏しいように考えられる。さらに、電子計算機の使用に際し、相当の時間、労力、費用を伴うことも、無視することができない。

以下各章別に述べる。

第2章は床版についての研究である。この場合、鉄筋コンクリート床版は、道路橋示方書に床版支持スパンとの関連で最小版厚が規定されており、また、計画断面力も与えられている。これにより、鉄筋コンクリート床版は一意的に設計されるのが普通であつて、応力的にも余裕があり、主桁の設計後に床版の設計を修正することは、まずあり得ない。従つて、鉄筋コンクリート床版に関しては、本研究の対象外とした。

一方、鋼床版については、道路橋示方書に規定があるのは、縦リブ間隔との関連におけるデッキプレート最小厚さと、主桁作用との応力合成に対する許容応力度であり、リブの配置、形状寸法等は設計により定めるべき量である。従つて、これらの量を定めるのが問題点の一つとなつている。当問題に対する著者の実用設計法の提案とこれに基づく設計図表の作成をもつて第2章の内容と範囲としている。

最初に、鋼床版に関するこの種の問題の基本的な考え方を示すものとして、E. Giencke の研究を詳細に報告し、その内容について検討を加えた後、つぎの著者の研究内容を示している。

すなわち、

- (1) 対象リブ形式としては、横リブはI断面を、縦リブには、 Γ 、 Γ 、 \square 断面を採りあげ、与えられた設計曲げモーメントに対する最小重量設計の解を示した。
- (2) 一様死荷重と、活荷重として輪荷重をうけた場合について、縦リブ（スパン中央と支点上）と横リブの設計曲げモーメント式を誘導した。
- (3) 横リブスパン（主桁間隔）と縦リブ間隔を一定とした場合の、縦横リブの合計重量を最小とするような解（縦リブスパン及び縦横リブの断面二次モーメント比及び設計曲げモーメント）を求めた。（逐次近似）
- (4) 前記各計算に必要な諸数値で、予め準備し得るものについて、図表でその値を与えた。
- (5) 誘導した設計曲げモーメント式により求めた値と、従来の方法により計算されている過去の実施例の設計曲げモーメントの値とを比較し、著者の提案式の確認を行なった。
- (6) 著者の提案する設計法について具体的に例題を示した。
- (7) 実際のケースとして、つぎの条件のもとで図表を作成し、縦横リブの合計重量を最小とするような、縦リブスパン、縦横リブの断面二次モーメント比及びその場合の各リブの必要断面、合計重量等が、即座に求まるよう配慮した。
 - i 主桁間隔（横リブスパン）； $3.00m \sim 10.00m$
 - ii 縦リブ形状； Γ 、 \square
 - iii 縦リブ材質；SM50
 - iv 横リブ材質；SS41
 - v デッキプレート厚； $12mm$
 - vi 縦リブ間隔； $300mm$
 - vii 舗装厚； $60mm$
 - viii 輪荷重； $8t$ 及び $9.6t$

第3章は、鋼桁橋についての研究であり、内容はつぎのとおりである。

- (1) 先ず、I型鋼桁について、鋼重、桁高、断面力、許容応力の間に存在する関係を調査し、以後の鋼床版桁橋、合成桁橋についての本研究の基礎研究を行なった。
- (2) 単純鋼床版桁橋、連続鋼床版桁橋（3径間等高桁）、連続鋼床版桁橋（3径間不等高桁）について、最小断面、最小鋼重の一般式を誘導した。（逐次近似）
- (3) 合成桁橋についても、同様の式を誘導した。この場合、連続形式については、既に述べたところにより、ノレストレスしない形式を採用している。
- (4) 前記各式に必要な各種定数について、適当な値を与えるとともに、各式の計算に必要な諸数値で、予め準備しうるものについては、図表でその値を与えた。
- (5) 著者の提案する設計法について、次の範囲で具体的に例題を示した。
 - i 単純鋼床版桁橋
 - ii 連続鋼床版桁橋（3径間、変断面）
 - iii 単純合成桁橋
 - iv 連続合成桁橋（3径間、等断面）
- (6) 著者の提案式による各点の主桁最小断面とそのときの鋼重と、従来の方法による過去の実施例と

の比較を行ない、提案式の確認を行なった。

- (7) 実際のなケースとして、巾員 13.500^m （4車線）、主桁数2～4本、主桁材質SM50の場合について、つぎの範囲で単位鋼重と桁高との図表を作成し、設計に際しての実用的資料を整えた。

i 単純鋼床版桁橋（スパン30～80m）

ii 連続鋼床版桁橋（スパン60～140m、スパン比1:1:1～1:2:1の各組合せ）

iii 歩道のある鋼床版桁橋（i, iiの場合より適当例）

IV 単純合成桁橋（スパン20～70m）

V 連続合成桁橋（スパン40～80m、スパン比1:1:1～1:1.6:1の各組合せ）

VI 歩道のある合成桁橋（IV, Vより適当例）

- (8) 各形式に対する標準工費を用いて、形式別に経済比較を行ない、鋼桁橋計画に際しての基礎資料を与えた。

第 1 章の参考文献

- 1) 土木学会関西支部編；関西の土木100年
- 2) 松永 明，近藤和夫；神崎橋の合成桁の設計，土木技術，巻8号 S.28
- 3) 鬼頭計美，近藤和夫；
- 4) 大阪市土木局；合成桁の実験
- 5) K. Sattler；Theorie der Verbund-Konstruktion，1959
- 6) B. Fritz；Verbundträger，1961
- 7) 安宅 勝；連続合成桁の簡易計算法について，第5回日本道路会議論文集
- 8) 橋 善雄；連続合成桁橋，理工図書 S41
- 9) 橋 善雄，田中正治，近藤和夫；連続合成桁友淵橋，土木技術，Vol. 13 No.12~Vol. 14 No.2
- 10) 橋 善雄，増山栄次郎，近藤和夫；連続合成桁太左エ門橋，土木技術，Vol. 14 No.3
- 11) 橋 善雄，近藤和夫；プレストレスト合成桁について，第4回道路会議論文集
- 12) 橋 善雄，近藤和夫；連続合成桁の実例とその模型試験について，土木学会
- 13) 橋 善雄，伊藤鉦一，近藤和夫；プレストレスト合成桁の実験的研究，第6回橋梁構造工学研究
発表会
- 14) Y. Tachibana，K. Kondo；Experimental Study on the Prestressed Beams，市大紀要Vol. 5
Dec.
- 15) 浜藤豊泰，佐伯章美，近藤和夫；毛馬橋（連続合成桁）について，第5回道路会議論文集
- 16) 橋 善雄，中井 博，増田吉弘；連続合成桁毛馬橋実験報告，土木技術，Vol. 17, No.5
- 17) Y. Tachibana，H. Nakai；On the Experimental Results of Kema Bridge (Three Span
Continuous Composite Girder)，市大紀要，Vol. 5, Des.
- 18) Y. Tachibana，H. Nakai；Ergebnisse von Messungen on der Kema-Brücke，Der Stahlbau
10/1964.
- 19) 橋 善雄，伊藤鉦一，近藤和夫；鋼索を用いたプレストレスト合成桁の実験的研究，第8回橋梁
構造工学研究発表会
- 20) Y. Tachibana，K. Kondo；Experimental Study on Composite Beams Prestressed
with Wire Cables；Seventh Congress of IABSE，
1964
- 21) 橋 善雄，近藤和夫；連続合成桁橋中間支点上の合成構造についての研究，第9回橋梁構造工学
研究発表会
- 22) Y. Tachibana，K. Kondo；A Study on the Composite Construction at the Middle Support
of Continuous Girder Bridge，Proceeding of the Symposium
on the New Ideas in Structural Design.
- 23) 井上洋里，岩淵常次郎，原 公，近藤和夫；新汐見橋（上部鋼桁）設計製作，土木技術 19 巻 12
号
- 24) 大阪市土木局；プレストレストしない連続合成桁静的実験報告書
- 25) 橋 善雄，向山寿孝，湊勝比古；プレストレストしない連続合成桁の静的実験；土木学会誌 53-10

- 26) 大阪市土木局；鈴橋実験に関する調査研究報告書
- 27) 橋 善雄，増田吉弘，植田幸男，吉川 紀；合成桁の一実験について，土木技術 Vol.21 45
- 28) 大阪市土木局；プレストレスしない連続合成桁動的実験報告書
- 29) 大阪市土木局；プレストレスしない連続合成桁設計施工要綱案
- 30) 橋 善雄，佐伯章美，日種俊哉，近藤和夫；プレストレスしない連続合成桁の設計法および道路
橋への適用，橋梁と基礎，Vol.3 41
- 31) W. Cornelius； Die Berechnung der ebenen Flachen Tragwerke mit Hilfe der Theorie
der orthogonal - anisotropen Platte，
Der Stahlbau 21 Jahrgang Heft 2, 3, 4 1952
- 32) H. Homberg； Kreuzwerke, Statik der Tragerroste und Platten, Forschungshefte
aus dem Deb. und Stahlbau, Heft 8, 1951
- 33) E. Giencke； Die Grundgleichungen fur die orthotrope Platte mit exzentrischen
Steifen, Der Stahlbau, 24 Jahrgang, Heft 6, 1955
- 34) W. Pelikan und M. Esslinger； Die Stahlfahrbahn, Berechnung und Konstruktion MAN,
Forschungs heft Nr 7 1957
- 35) G. Fischer； Die Berechnung der Stahlfahrbahn tafel der Burgermeister - Smidt -
Brucke in Bremen, Der Stahlbau 21 Jahrgang, Heft 11, 12,
1952
- 36) 橋 善雄，小松定夫，舘 清司，近藤和夫；森之宮橋（鋼床版桁橋）の実験について，土木学会
誌 42-8
- 37) 大阪市土木局；新淀川新橋実験報告書
- 38) 大阪市土木局；大阪池田線跨線橋実験報告書（鋼床版）
- 39) 増山栄次郎，伊藤敏一，近藤和夫；西大橋について，土木技術 16巻6号
- 40) M. Naruoka, K. Itoh, K. Kondo； Les Travaux de Construction de Pont 《Nishi - Ohashi 》,
Acier 26.4
- 41) 大阪市土木局；新十三大橋工事報告書
- 42) 磯尾汀一，井上洋里，加藤隆夫，近藤和夫；新十三大橋の計画と設計，第8回日本道路公議論文
集
- 43) 小西一郎，西村 昭，山川純雄，加藤隆夫，近藤和夫；橋梁鋼床版現場溶接部の耐疲労性 - 新十
三大橋の場合 土木学会誌 1969. 8
- 44) 井上洋里，加藤隆夫，佐々木茂範，近藤和夫；新十三大橋の建設工事，土木学会誌 1967. 8
- 45) 井上洋里，加藤隆夫，佐々木茂範；新十三大橋の工事，橋梁と基礎. 1967. 7 ~ 8, 1968. 1
~ 5
- 46) S. Komatsu, H. Inoue, A. Matsukawa, K. Kondo； Disign and Construction of Toyosato
- Ohhashi Bridge, Der Stahlbau 1972, Heft 6
- 47) 井上洋里，佐伯章美，松川昭夫，近藤和夫；豊里大橋（斜張橋）の設計と架設，橋梁と基礎
1970. 12

- 48) 井上洋里, 佐伯章美, 松川昭夫, 近藤和夫; 豊里大橋の設計について, 第9回日本道路会議一般
論文集
- 49) 井上洋里, 佐伯章美, 松川昭夫, 伊藤鉦一, 高山弘美, 近藤和夫; 豊里大橋, 三菱重工技報
Vol. 67
- 50) 松川昭夫, 近藤和夫; 豊里大橋の設計と施工, 関西道路研究会, 20周年記念(45.6), 調査
研究報告書
- 51) 小松定夫, 井上洋里, 加藤隆夫, 石岡英男; 南港大橋の設計と施工, 土木技術 1970. 5
- 52) 小松定夫, 中井 博, 近藤和夫; 鋼床版桁橋の有効幅に関する研究, 土木学会論文集 No.86
- 53) F. Bleich; Theorie und Berechnung Der Eisernen-Brücken, Springer 1924
- 54) J. A. L. Waddel; Bridge Engineering Vol. II.
- 55) 青木楠男, 牧野 喬; 橋梁工学, アルス土木工学大講座 8, アルス
- 56) 牧野 喬; 鋼橋設計法 修教社
- 57) 吉町太郎一; 鋼橋の理論と計算, 石崎書店
- 58) 小沢久太郎; 道路橋計画論, 道路 250 号 S 36. 12
- 59) 安宅 勝; 合成桁, オーム社
- 60) 田原保二; 完全合成桁の合理的設計について, 第2回日本道路会議論文集
- 61) 池田哲夫; 合成桁設計上の諸問題, 第2回日本道路会議論文集
- 62) E. Giencke; Zur Optimalen Auslegung von Fahrbahn-platten, Der Stahlbau 1960. 6
- 63) O. Erdman; Über der Einfluss hochfesten Stahle auf Gewichtersparnis und Bauart
im Stahl-brückenbau, Forschungs hefte aus dem Gebiete des Stahlbau-
1950
- 64) 福田武雄; 上部プレートガーダー鋼道路橋の鋼重について, 東京大学 生産技術研究報告
S 35. 8

第 2 章 鋼床版の設計

第 2 章 鋼 床 版 の 設 計

2.1 概 要

橋梁の床版に鋼床版を用いる橋梁構造は、第 2 次大戦直後、西ドイツにおいて開発された画期的な構造法であるが、以来世界各国に取り入れられ、今日では、長スパン橋梁の経済設計に、鋼床版構造を採用することが常識となつている。

また、そればかりでなく、死荷重あるいは桁高に極端な制限を受ける架橋条件に対しても、有力な構造法として広く一般に用いられている。

これは鋼床版が床版として、耐荷力が大であることと同時に、主桁としての役割も果すことができるように、床版、桁構造を立体的に結合し、外力に効率よく抵抗するよう、橋梁構造全体が合理化されたことによることは明らかである。

したがつて、鋼床版は床版としての作用と、主桁としての作用を同時に行なうことになり、前者では曲げ応力、後者では面内直応力を受ける。

このような鋼床版の機能に応じて、その構造は、一般的に、平板を縦横のリブで補剛する形が用いられる。リブは床版作用に、平板は主桁作用に主として対応することは言うまでもない。

2 群の補剛リブの間隔は通常 1 方向（橋軸方向）を密にし、他の方向（横断方向）はあらく配置される。間隔の小さい橋軸方向の縦リブには、数種類の断面形状のものが考案されているが、基本的には開断面、閉断面の二つに分けられる。その配置間隔は平板を支持するスパンで 30 ～ 40 cm が一般的である。この間隔は、鋼床版上の舗装に対する配慮から輪荷重による平板のたわみを制限するために規制されるものである。したがつて、より優秀な舗装が開発される場合はともかくとして、現状では、一応固定された大きさとみなされる。

一方間隔の大きい横方向の横リブには、一般に溶接集成のフランジ付きのはりが用いられ、間隔は 1 ～ 3 m 程度が実用されている。

しかし、この横リブ間隔については、縦リブの場合ほどに明確な規制条件はなく、各リブの断面形状、スパン、材質等によつて、適切な間隔は相当変化すべき性質のものと考えられる。これについてはいまだ十分な資料が得られていない。

鋼床版桁橋を設計する場合に重要と考えられるのは、上述のような構造面における部材の配置、断面選定などの問題と、今一つは、複雑な構造系を工学的にできるだけ忠実に把握し、外荷重による応力、変形を解析する問題である。この解析の問題は大きく分けて、床版作用と主桁作用の二つになるが、後者については通常、主桁に関する協力幅の問題としてとらえられている。前者の床版作用を解析する問題については、すでに多くの研究が行なわれている。代表的な計算法を挙げるとつぎのようである。

- ① 縦、横リブを平均化して直交異方性板とみなして解く Cornelius¹⁾, Homberg²⁾, Giencke³⁾
- ② 横リブの有限間隔を考慮し、縦リブを平均化した直交異方性板を解く Pelikan⁴⁾, Giencke⁵⁾
- ③ 格子構造とみなして解く Homberg⁶⁾, Fischer⁷⁾
- ④ 縦リブ間の平板の局部応力を弾性支承上の連続板として解く Fischer⁷⁾, Pelikan⁴⁾

これらの中で、最近ではPelikanによる方法が特に多用されている。これは工学的見地から計算法が簡潔化され、また、計算に必要な図表等が整備されていることによるものと考えられる。

以上のように、鋼床版については構造法、計算法がほぼ明らかにされてきている。

しかしながら、実際の鋼床版設計の実情は必ずしも満足すべき状態とはいいがたく、なお研究の余地も多いように思われる。そこでその問題点を明らかにするために現状の設計手順を整理するとつぎのようである。

- ① 示方書に定められた最小厚さ、ないしは、主桁上フランジとしての必要厚さから平板（デッキプレート）の厚さが決まる。
- ② 主桁および横リブの設計、横断面形状の全体的なバランス等から横リブスパン（主桁間隔）を決定する。
- ③ 対傾構、鉛直補剛材、フラケットなどの配置を考慮しつつ、既設橋梁のデーター等を参照して、縦リブのスパン（横リブ間隔）を適当に決定する。
- ④ 縦リブ間隔は示方書の規定にもとづき、デッキプレートの厚さから決定する。
- ⑤ 縦リブ、横リブの断面を仮定する。
- ⑥ 計算に必要な構造系を考慮応力の照査を行なう。断面の仮定が不適当であれば、許容応力度以内に入るまで計算をくりかえす。
- ⑦ 別に計算された主桁応力と重ね合せる場合について照査する。

このような設計過程に対して、なお不十分と考えられるのは、以下の諸点である。

- ① 横リブのスパン、横リブの間隔、縦リブの材質、断面形状などは設計の基本要素であるが、設計目標値に対する各要素の役割割り、合理的設計の内容などは経験的な推測の域を出ず計算を終了するまでは明確でない。
 - ② 断面の仮定は経験にもとづいており、通常は数回計算が繰返されるが、許容応力度に相当量の余裕を残したまま、最終設計となることが多い。
 - ③ 主桁作用に対する計算はまったく独立に行なわれ、床版作用、主桁作用に関する応力配分の問題は、結果的に処理される場合が多い。
 - ④ したがって、経済的設計は期待しがたく、また計算も場当りので、時間、労力の消費も大である。
- このような問題を解決する一つの方法として、設計にある基準を設け、その基準に最も適合した設計を実用化することが考えられる。

その場合の基準には通常経済的な設計を目標として、使用鋼重を最小にするものが選ばれる。実際には、製作、架設の難易が関係するので、最小重量かならずしも、最経済設計とはならないが、この問題は、材質、構造種別を加味した、適当な単価の設定により、設計計算後の比較検討で解決し得ると考えれば、使用鋼重を最小にすることが、一つの合理的な基準を与えると思われる。

鋼床版の最小重量設計では、一般に、二つの内容が含まれる。その一つは、与えられた外力による断面力に対して、各リブ断面が最小となるように設計するものである。他の一つは、リブの配置を鋼床版全体の重量が最小となるようにするものである。

このような考えにもとづく鋼床版の最小重量設計としては、従来E. Grincke⁸⁾の研究があり、この種の問題に対する基本的な考え方を示すものとして、注目し値するものである。しかし、実用的な資料を十分に提供するほどの成果は得られていない。

著者は、H. Homberg²⁶⁾の格子理論を適用し、わが国の設計荷重に対して、鋼床版の最小重量設計問題を研究し、実用解式と設計に必要な二、三の図表を得た。本章ではこの問題について述べる。

2.2 E. Giencke の研究

E. Gienckeの鋼床版の最小重量設計に関する研究は、使用鋼重を最小にすることを基準に行なわれている。内容はつぎの3項目に分けられる。

- (1) リブに関する基本断面諸量の誘導
- (2) リブ断面の最小重量設計
- (3) 最小重量を与えるリブ間隔

基本断面諸量の誘導では、一般的なI型断面、上下対称のフランジを有するI型断面、下フランジのないT型断面などをとりあげている。まず、断面2次モーメント、断面係数などを、桁高、上下フランジの断面積、腹板の断面積で表現し、ついで、外力による曲げモーメントと許容応力度を導入し、下フランジの断面積、全断面積などを求めている。これらは上フランジの断面積、腹板の断面積、曲げモーメント、許容応力度、桁高の関数で与えられる。この場合、上フランジは鋼床版のデッキプレートであるから、既知であり、与えられた外力および許容応力度に対して変化し得るのは、桁高、したがって、腹板の断面積のみである。

つぎに最小重量設計では、上下フランジ対称のI形断面、および一般のI形断面、中空の□型閉断面などをとりあげている。

その場合、第一段階で求めた断面諸量をもとにして、デッキプレートを除いた腹板と下フランジの断面積が最小になるように、桁高を変数として、最小値を求めている。鋼床版では、デッキプレート厚さは主桁作用および舗装に対する条件より決まり、既知であるので当然のことと考えられる。ここで、一般I形断面、□型閉断面では、上フランジ断面積が他の量にくらべて特に大きいとして($F_0 = \infty$)近似計算を行なっている。

なお、T形断面ではこのような最小重量問題は起らず、断面力、許容応力度との釣合から直ちに必要な断面が決定される。

E. Giencke によつて得られた最小重量断面を求める式を記すと以下のものである。

- (1) T型断面

$$F_s \sqrt{\frac{2.85 M t}{\sigma}} \quad (1)$$

ここに、 F_s : 腹板の断面積

M : 設計曲げモーメント

t : 腹板板厚

σ : 許容応力度

- (2) 対称I形断面

$$h = \sqrt{\frac{3M}{\sigma t}}$$

$$F_g = \frac{F_s}{6} \quad (2)$$

$$F = 4 \sqrt{\frac{M_t}{3\sigma}}$$

ここに、 F_g : フランジの断面積

h : 腹板の高さ

F : 全断面積 ($2F_g + F_s$)

③ 一般 I 形断面

$$h = \sqrt{\frac{3M}{2\sigma_t}}$$

$$F = \sqrt{\frac{8M_t}{3\sigma}}$$

(3)

④ V 形閉断面

$$h = \sqrt{\frac{3M}{4\sigma_t}} \cos \theta$$

$$b = \frac{2h}{3 \cos \theta}$$

$$F = 4 \sqrt{\frac{M_t}{3\sigma \cos \theta}}$$

(4)

ここに、 θ : 腹板の傾斜角

ここまでの議論の展開には、とりたてるとの問題はなく、プレートガーダーなどに対して、従来からも適用されていた手法である。

つぎに、リブの配置を最適に定める問題は、リブの設計曲げモーメントが、各リブの剛性によつて変化し、簡単に表現しがたいので閉じた解で求めることは相当に困難である。このため、一部に逐次近似法がとり入れられている。

リブ間隔のうち、縦リブ間隔は舗装に対する条件から決まるので、横リブ間隔のみを決定すればよい。これを定める条件として

$$f = \frac{F_L}{\lambda} + \frac{F_Q}{a} \quad (5)$$

ここに λ : 縦リブ間隔

a : 横リブ間隔

が用いられる。 F_L , F_Q は、縦、横のリブのデッキプレートを除いた腹板、下フランジの断面積で、したがって、 f は単位面積当りの補剛材断面積を表わしている。 λ , a は、縦、横リブのそれぞれの間隔である。

F は既述のとおり、一般に次式で表わせる。

$$F = \sqrt{\tau \frac{M_t}{\sigma}} \quad (6)$$

ここに、 τ : リブ断面の断面諸量に関する係数

横リブ間隔 a を変数として f の最小となる値を求めるには、 $\partial f / \partial a = 0$ が条件となる。

これを実行するために、 f に含まれる M_x , M_y について考察しなければならない。ただし、ここで M_x , M_y はそれぞれ縦・横のリブの設計曲げモーメントをしめす。

E. Giencke は、まず、最大横リブ曲げモーメント M_y については直交異方性版理論から近似的に、横リブ間隔 a が $1 \sim 2 \text{ m}$ に対して、 $M_y = m_y \cdot a$ として与えられるとしている。すなわち、横リブ曲げモーメントは、横リブ間隔に比例するとみなすものである。また、縦リブ曲げモーメントについては、主桁曲げモーメントの正負に応じて、二つの場合に分けて考えている。

(1) 主桁の曲げモーメントが正の領域の場合

この場合には、鋼床版部は、主桁としては圧縮状態にあり、したがって、縦リブの設計曲げモーメントとしては、支点曲げモーメントが設計上支配的となる。これに関してはドイツの設計荷重と我が国の設計荷重の間には相違があり、常にこの支点上が設計上支配的になるとは限らない。支点曲げモーメントが最大となるのは、横リブの支点近傍においてであり、したがって、近似的に剛支点上の無限連続桁とみなして解くことができる。そのとき、 M_x は DIN の輪荷重に対してつぎの式で与えられる。

$$M_x = \mu \frac{P}{d} \lambda a \quad (7)$$

ここに、 $\mu = 0.1586$

d : 輪荷重の分布幅

最小重量を与える横リブ間隔を求めるとつぎのようになる。

$$a^* = \sqrt{\frac{\kappa m_y}{\mu P}} \lambda d \quad (8)$$

ここに、 a^* : 最小重量を与える横リブ間隔

P : 荷重

$$\kappa = \frac{\tau_y t_y \sigma_x}{\tau_x t_x \sigma_y} \quad (9)$$

添字の x , y はそれぞれ縦、横のリブに関する量であることを示す。

この式は、 $a > 2.5m$ 、 $a < 0.8m$ では近似度が低下する。これは、 M_y が a にもはや無関係ではあり得なくなるためである。より精度のよい値を得るには、 M_y が a の関数であることを考慮した次式によって逐次近似計算を行なうことが必要である。

$$a^* = \frac{\hat{a}^*}{1 + \frac{\hat{a}^*}{m_y(a^*)} \frac{\partial m_y(a^*)}{\partial a}} \quad (10)$$

ここで、 \hat{a}^* は先に求めた a^* の近似値を用いる。

(2) 主桁の曲げモーメントが負の領域の場合

この場合には、鋼床版部は、主桁としては引張状態にあり、縦リブの設計曲げモーメントとしては、スパン曲げモーメントが支配的であつて、横リブのスパン中央附近にある縦リブほど大きな値を与える。

E. Gienckeは、剛支点上の連続ばりのスパンモーメントと、横リブの弾性を考慮した補正モーメントの和として次式を与えている。

$$M_x = \mu \frac{P}{d} \lambda a \quad (11)$$

$$\mu = \left\{ 0.1707 \left[1 - 2 \left(1 + \cos \frac{\pi e}{\ell} \right) \frac{d}{\ell} \right] + \left(1 + \cos \frac{\pi e}{\ell} \right) \frac{d}{4\ell} \sqrt{1 + 8\sqrt{\Phi}} \right\} \quad (12)$$

ここで荷重はSchwerlastwagenのうち2輪のみを考慮し、また、横断方向に1台としている。 e は車輪間隔を示す。

上式中の Φ は

$$\Phi = \frac{B_x}{B_y} \left(\frac{\ell}{n\pi a} \right)^4 \quad (13)$$

ここで、 B_x 、 B_y は縦・横のリブの剛度であつて、リブの断面二次モーメントを $F_0 = \infty$ として近似的に求めることにより、つぎの式が得られる。

$$J_x = \sqrt{r'_x \frac{M_x^3}{\sigma_x^3 \cdot t_x}} \quad J_y = \sqrt{r'_y \frac{M_y^3}{\sigma_y^3 \cdot t_y}} \quad (14)$$

$$\Phi = \sqrt{\frac{r'_x \cdot t_y}{r'_y \cdot t_x} \cdot \left(\frac{M_x \cdot \sigma_y}{M_y \cdot \sigma_x} \right)^3 \cdot \frac{\ell^4}{\pi^4 \lambda \cdot a^3}}$$

$$\sqrt{\frac{r'_x \cdot t_y}{r'_y \cdot t_x} \cdot \left(\frac{\mu P \lambda \sigma_y}{m_y d \sigma_x} \right)^3 \cdot \frac{\ell^4}{\pi^4 \lambda \cdot a^3}} \quad (15)$$

ここに、 ℓ ：横リブスパン

この場合の最小重量を与える横リブ間隔はつぎの式のようなになる

$$a^* = \nu(a^*) \sqrt{\frac{\kappa m_y}{\mu(a^*)P}} \lambda d \quad (16)$$

ここに、

$$\nu = \frac{1}{1 - \left(1 + \cos \frac{\pi e}{\ell}\right) \frac{9d}{4\mu\ell} \sqrt{\frac{\Phi}{1+8\sqrt{\Phi}}}} + \sqrt{\frac{\kappa \lambda d}{m_y \mu P}} \cdot \frac{\partial m_y}{\partial a} \quad (17)$$

なお、上式において $\nu(a^*)$ 、 $\mu(a^*)$ は、 ν 、 μ が Φ をとおして、 a の関数であることを示し、したがって、閉じた解では求まらず、逐次近似計算を行なわねばならない。

以上が E. Giencke の研究の概要であるが、これを考察するとつぎのようにいえる。

- ① 鋼床版の最小重量設計の手法を示したものととして注目に値する。
- ② 縦・横のリップの設計曲げモーメントを与える式に一貫性がなく、取り扱いが相当にやつかいである。
- ③ 最小重量を与える横リップ間隔を求める式は、主桁曲げモーメントが負の範囲の場合については、相当の演算量が必要となり、実用性にとぼしいように思われる。
- ④ 最小重量断面を求める式や、最小重量を与えるリップ間隔を求める過程で、 $P_0 = \infty$ として近似的に断面諸量を表現しているが、特に縦リップで誤差が大となることがある。
- ⑤ 全体的に最小重量を与える設計の解式を求め、1、2の計算例を示したにすぎず、実用設計の資料を提供するまでにいたっていない。

2.3 鋼床版の最小重量設計

鋼床版の最小重量設計は、前述の E. Giencke の解法にも見られるように、閉じた解で求めることはまず困難であり、また実用的でない。そこで、仮定値から出発する逐次近似法をとることになる。

設計の手順はつぎのようになると考えられる。

- ① 最小重量を与える横リップ間隔と各リップの設計曲げモーメントを、各リップの剛性の影響を考慮した解析法で求める。

この計算は逐次近似計算法となる。

- ② ①で求めた最終設計曲げモーメントにより、最小重量となる断面を計算する。

この計算は実用的にはただ一回の演算でよい。

鋼床版の最小重量設計の主要な問題は、①の解決にあるといつてよい。

これに対し、著者は、計算を系統化しかつ容易にするために、鋼床版の計算法として H. Homberg による荷重分配横桁が無限にある場合の格子桁に対する解を適用し、かつ、図表計算を取り入れることにした。そして計算は単純な代数計算のみで処理し得るように配慮を加えた。

以下にリブの断面諸量，断面の最小重量設計，各リブの設計曲げモーメント，最小重量を与えるリブの間隔などについて，詳述する。

2.3.1 リブの断面諸量

鋼床版は縦・横のリブによつて補強される。このようなリブ付版の解析については，すでに触れたように，版理論，格子理論などによる解法が多く提案されているが，ここではH. Hombergの格子理論の適用を前提として断面諸量を求める。格子理論による場合，2群の桁の断面は，補強を目的に取付けられた部材と平板のうちから桁作用に協力する部分によつて構成される。したがつて，断面諸量は，補強材と平板の協力幅からなる断面について計算すればよい。

ところで，鋼床版のリブには一般につぎの形状のものが使用される。

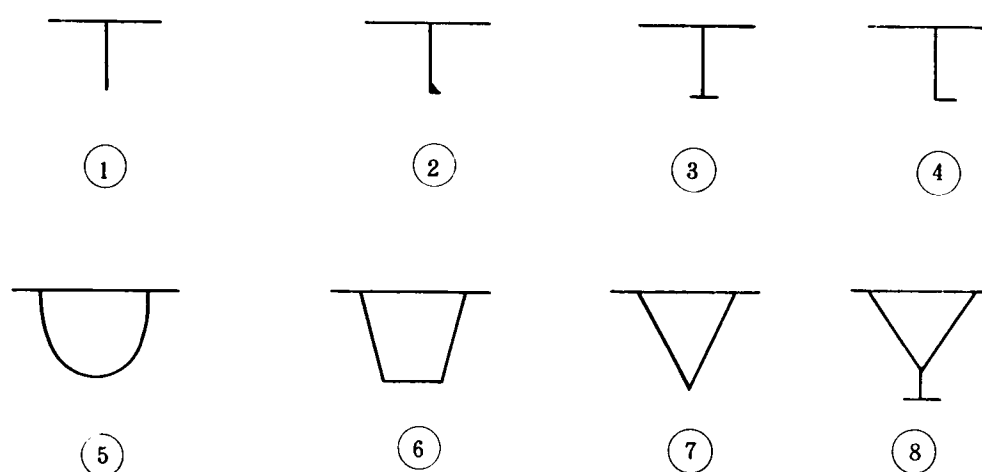


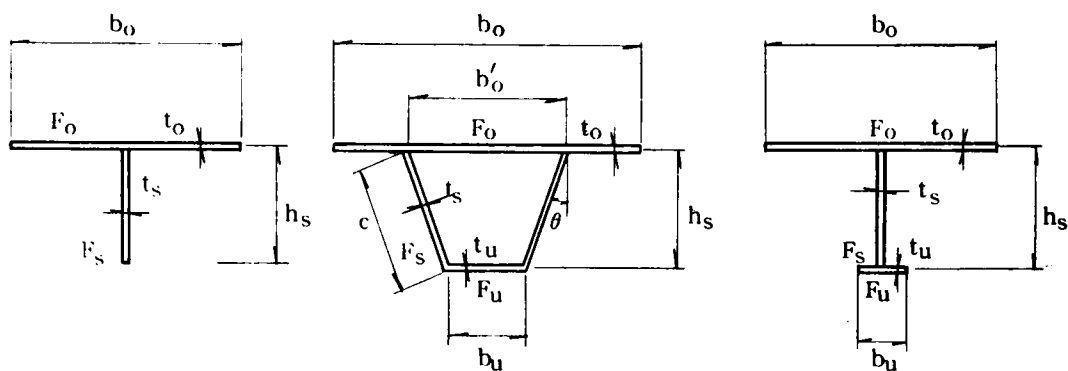
図 2-1

図 2-1 は縦リブとして考案された構造断面を示す。図中①～④は開断面構造で②，③などが多用されている。また⑤～⑧は閉断面リブで，最近相当の使用例をみている。

ここでは，縦リブ断面の基本形として図 2-1 のうち①，③，⑥) をとりあげる。

つぎに，横リブについては，通常， \perp 形の補強材が用いられ，断面としてはデッキプレートの協力幅を含めて， \perp 形が一般的である。したがつて，断面形状としては，縦リブの③と同様となる。

以上から，鋼床版のリブ断面としては図 1-2 の三つの断面を基本断面に考えることにする。



$$F_o = b_o t_o$$

$$F_s = h_s t_s$$

(a) A型断面
縦リブ断面

$$F_o = b_o t_s$$

$$F_s = h_s t_s \sec \theta$$

$$F_u = b_u t_u$$

$$b'_o = b_u + 2 h_s \tan \theta$$

$$c = h_s \sec \theta$$

(b) B型断面
縦リブ断面

$$F_o = b_o t_o$$

$$F_s = h_s t_s$$

$$F_u = b_u t_u$$

(c) C型断面
縦リブ断面
横リブ断面

図 2-2

図 2-2 に付記した諸元を用いて、各リブの断面諸量を求めるとつぎのようである。

A 型断面

中立軸の位置

$$y_o = \frac{F_s}{2(F_o + F_s)} h_s \quad (2-1)$$

$$y_u = \frac{2F_o + F_s}{2(F_o + F_s)} h_s \quad (2-2)$$

断面 2 次モーメント

$$I = \frac{h_s^2}{12} F_s \cdot \frac{4F_o + F_s}{F_o + F_s} \quad (2-3)$$

$$\therefore \frac{h_s^2}{3} F_s \quad (F_o \gg F_s) \quad (2-3')$$

断面係数

$$W_o = \frac{h_s}{6} (4F_o + F_s) \quad (2-4)$$

$$W_u = \frac{hs}{6} F_s \frac{4F_o + F_s}{2F_o + F_s} \quad (2-5)$$

$$\approx \frac{hs}{3} F_s \quad (F_o \gg F_s) \quad (2-5')$$

B 型断面

中立軸の位置

$$y_o = \frac{F_u + F_s}{F} \cdot h_s \quad (2-6)$$

$$y_u = \frac{F_o + F_s}{F} \cdot h_s \quad (2-7)$$

$$\begin{aligned} F &= F_o + F_u + 2F_s \\ &= F_o + (2c + bu) t_s \end{aligned} \quad (2-8)$$

断面2 次モーメント

$$I = \frac{hs^2}{3(F_o + F_u + 2F_s)} \{ F_u(3F_o + 2F_s) + F_s(2F_o + F_s) \} \quad (2-9)$$

$$\approx \frac{hs^2}{3} (3F_u + 2F_s) \quad (F_o \gg F_s, F_u) \quad (2-9')$$

断面係数

$$W_o = \frac{hs^2}{3(F_u + F_s)} \{ F_u(3F_o + 2F_s) + F_s(2F_o + F_s) \} \quad (2-10)$$

$$W_u = \frac{hs}{3(F_o + F_s)} \{ F_u(3F_o + 2F_s) + F_s(2F_o + F_s) \} \quad (2-11)$$

$$\approx \frac{hs}{3} (3F_u + 2F_s) \quad (F_o \gg F_s) \quad (2-11')$$

C 型断面

中立軸の位置

$$y_o = \frac{F_s + 2F_u}{2(F_o + F_u + F_s)} \cdot h_s \quad (2-12)$$

$$y_u = \frac{F_s + 2F_o}{2(F_o + F_u + F_s)} \cdot h_s \quad (2-13)$$

断面 2 次モーメント

$$I = \frac{h_s^2}{12 (F_o + F_s + F_u)} \{ 4 F_u (F_s + 3 F_o) + F_s (F_s + 4 F_o) \} \quad (2-14)$$

$$= \frac{h_s^2}{3} (3 F_u + F_s) \quad (F_o \gg F_s, F_u) \quad (2-14')$$

断面係数

$$W_o = \frac{h_s}{6} \frac{1}{(F_s + 2 F_u)} \{ 4 F_u (3 F_o + F_s) + F_s (4 F_o + F_s) \} \quad (2-15)$$

$$W_u = \frac{h_s}{6} \frac{1}{(2 F_o + F_s)} \{ 4 F_u (3 F_o + F_s) + F_s (4 F_o + F_s) \} \quad (2-16)$$

$$= \frac{h_s}{3} (3 F_u + F_s) \quad (F_o \gg F_s) \quad (2-16')$$

上の式の中で、近似式を示したものは F_o が F_s に対して相当に大なる場合に適用できるものである。横リブでは、 F_o の大きさが大であるので十分使用できるものと考えられるが、縦リブの場合、必ずしも適当でないことがあり得る。

なお、各リブの上フランジの断面積は、デッキプレートの補剛材に対する協力幅として求められるものである。この協力幅は、縦リブの場合は実用的には、リブの中心間隔を用いてよいと考えられる。

横リブの協力幅については、示方書の算定式を用いるとしても、横リブスパン・横リブ間隔に関係する。したがって、協力幅はこれらとの関連において決定しなければならない。

2.3.2 最小重量断面

鋼床版のデッキプレートは、示方書に規定される最小厚さ、あるいは、主桁作用に対して必要とされる厚さから、一般的には既知として取扱うことができる。したがって、与えられた断面力、許容応力度に対して変化し得るのは、腹板および下フランジの断面積の二つである。ただし、その場合、腹板の厚さ t_s は、腹板の最小厚さおよび部材の最小厚さなどを考慮して、これも既知量とみなすことにする。

ここで、最小重量断面を求める場合に考慮する断面力は、曲げモーメントのみとし、その他の断面力については、曲げによつて決定された断面に対し必要に応じて照査するものとする。その場合、許容応力度との対比は、上フランジは別な条件によつて決まるので、各リブの下縁のみにおいて行なうことになる。上縁については、求まった断面に対して逆に検算すればよい。この位置では一般に応力に余裕があり、床版作用に対して板厚を増す必要を生じることは殆んどない。

以下のように問題を単純化すれば、設計曲げモーメント M に対して、最小重量断面を容易に求めることができる。

ここでいう最小重量断面は、使用鋼重したがって断面積を最小にする断面であるから、デッキプレ

ートが既知であることを考慮し、これを除いた補剛材のみの断面積の最小値を求めればよい。

計算の手順はつぎのようである。

① デッキプレート断面積を除く補剛材のみの断面積の和 $\widetilde{F} = F_s + F_u$ を、断面力 M および許容応力度 σ をリブ下縁の釣合式から導入して、 h_s 、 t_s 、 F_o 、 M 、 σ で表現する。

② ついで、 \widetilde{F} が最小となる h_s を見出し、そのときの F_s 、 F_u を求めて最小重量断面が決まる。

ただし、その場合に \widetilde{F} を最小にする h_s を厳密に求めようとする、解の算式は極めて複雑なものとなる。そこで、 h_s を含む項の中で影響の少ない形をとるものについては、常数とみなす近似計算を適用する。

A 型断面

この場合には、いわゆる最小値問題は存在しない。断面力と許容応力度を導入することからただちに必要断面が決定される。

$$\sigma_u = \frac{M}{W_u} \quad (2-17)$$

A 型断面の W_u を用いて式 (2-18) が得られる。

$$F_s^2 = \frac{6Mts}{\sigma_u} + \frac{2F_o + F_s}{4F_o + F_s} \quad (2-18)$$

式 (2-18) より、 F_s を求めるに当り、厳密解は F_s の 3 次式となり複雑となるので、右辺の分数式 $\frac{2F_o + F_s}{4F_o + F_s}$ において、 $F_o > F_s$ のとき、 F_s の影響が小であることを考慮し定数とみなして取り扱う。すなわち

$$F_s^* = \sqrt{\frac{6Mts}{\sigma_u} + \frac{2F_o + F_s}{4F_o + F_s}} \quad (2-19)$$

(2-19) 式において、 $\sqrt{\quad}$ 内の F_s には仮定値を用いて、求まった F_s^* を第 2 仮定値として逐次代入することにより、数回で精度の高い解が得られる。 F_s の仮定値としては、実用的にはつぎの式によれば十分と思われる。

$$F_s = \sqrt{\frac{3Mts}{\sigma_u}} \quad (2-20)$$

したがって、

$$F_s^* = \sqrt{\frac{6Mts}{\sigma_u} + \frac{2F_o + \sqrt{\frac{3Mts}{\sigma_u}}}{4F_o + \sqrt{\frac{3Mts}{\sigma_u}}}} \quad (2-21)$$

$$= \sqrt{\frac{3Mts}{\sigma_u}} \quad (F_o \gg F_s) \quad (2-21')$$

また、リブ高さ $h s^*$ は

$$h s^* = \frac{F s^*}{t_s} \quad (2-22)$$

B型断面

$\sigma_u = \frac{M}{W_u}$ を適用し、 \widetilde{F} を求めると (2-23) 式が得られる。

$$\begin{aligned} \widetilde{F} &= 2 F s + F u \\ &= \frac{3M}{\sigma_u h s} \cdot \frac{F o + F s}{3 F o + 2 F s} + h s \cdot \frac{4 F o + 3 F s}{3 F o + 2 F s} t_s \sec \theta \end{aligned} \quad (2-23)$$

(2-23) 式において、右辺分数式 $\frac{F o + F s}{3 F o + 2 F s}$ 、 $\frac{4 F o + 3 F s}{3 F o + 2 F s}$ に含まれる $F s$ は、 $F o > F s$ で影響が小さいので定数とみなし、 $\frac{\partial \widetilde{F}}{\partial h s} = 0$ を計算することにより、 \widetilde{F} を最小とする $h s^*$ が得られる。

$$h s^* = \sqrt{\frac{3M \cos \theta (F o + F s)}{\sigma_u t_s (4 F o + 3 F s)}} \quad (2-24)$$

このときの腹板および下フランジの断面積を求めるとつぎのようである。

$$F s^* = \sqrt{\frac{3M t_s (F o + F s)}{\sigma_u \cos \theta (4 F o + 3 F s)}} = h s^* t_s \sec \theta \quad (2-25)$$

$$\widetilde{F}^* = 2 \sqrt{\frac{3M t_s (F o + F s) (4 F o + 3 F s)}{\sigma_u \cos \theta (3 F o + 2 F s)^2}} \quad (2-26)$$

$$F u^* = \widetilde{F}^* - 2 F s^*$$

あるいは、(2-27)

$$F u^* = \frac{3M}{\sigma_u h s^*} \cdot \frac{F o + F s^*}{3 F o + 2 F s^*} - F s^* \cdot \frac{2 F o + F s^*}{3 F o + 2 F s^*}$$

なお、上の各式の近似式として、 $F o \gg F s$ のときにはつぎの式を用いることができる。

$$h s^* = \sqrt{\frac{3M \cos \theta}{4 \sigma_u t_s}} \quad (2-24')$$

$$F s^* = \sqrt{\frac{3M t_s}{4 \sigma_u \cos \theta}} = h s^* t_s \sec \theta \quad (2-25')$$

$$\widetilde{F}^* = 4 \sqrt{\frac{M t_s}{3 \sigma_u \cos \theta}} \quad (2-26')$$

C型断面

B型の場合と同様にして、 \widetilde{F} を求める。

$$\begin{aligned} \widetilde{F} &= F_s + F_u \\ &= \frac{3M}{2\sigma_u h_s} \cdot \frac{2F_o + F_s}{3F_o + F_s} + \frac{8F_o + 3F_s}{4(3F_o + F_s)} \cdot h_s t_s \end{aligned} \quad (2-28)$$

B型の場合と同様に、右辺分数式の F_s を定数とみなして、 $\frac{\partial \widetilde{F}}{\partial h_s} = 0$ から、 \widetilde{F} を最小にする h_s^* を求めると次の式が得られる。

$$h_s^* = \sqrt{\frac{6M(2F_o + F_s)}{\sigma_u h_s (8F_o + 3F_s)}} \quad (2-29)$$

このときの腹板および下フランジの断面積はつぎのようである。

$$F_s^* = \sqrt{\frac{6M t_s (2F_o + F_s)}{\sigma_u (8F_o + 3F_s)}} \cdot h_s^* t_s \quad (2-30)$$

$$\widetilde{F}^* = \sqrt{\frac{3M t_s (2F_o + F_s) (8F_o + 3F_s)}{2\sigma_u (3F_o + F_s)^2}} \quad (2-31)$$

$$F_u^* = \widetilde{F}^* - F_s^*$$

あるいは (2-32)

$$F_u^* = \frac{3M}{2\sigma_u h_s^*} \cdot \frac{2F_o + F_s^*}{2F_o + F_s^*} - \frac{F_s^*}{4} \cdot \frac{4F_o + F_s^*}{3F_o + F_s^*}$$

上の各式の $\sqrt{\quad}$ 内に含まれる F_s の近似値としては、つぎの式を用いれば十分である。

$$F_s = \sqrt{\frac{3M t_s}{2\sigma_u}} \quad (2-33)$$

なお、各式の近似式として、 $F_o \gg F_s$ のときにはつぎの式が有効である。

$$h_s^* = \sqrt{\frac{3M}{2\sigma_u t_s}} \quad (2-29')$$

$$F_s^* = \sqrt{\frac{3Mt_s}{2\sigma_u}} = h_s^* t_s \quad (2-30')$$

$$\tilde{F}^* = \sqrt{\frac{8Mt_s}{3\sigma_u}} \quad (2-31')$$

2.4 各リブの設計曲げモーメント

鋼床版の床版作用に対する設計には、多くの計算法が提案されているが、ここではH. Hombergの格子理論を適用する。すなわち、鋼床版の横リブを格子桁としての主桁、縦リブを荷重分配横桁とみなし、荷重分配横桁が無限に多くある場合の格子構造系を考える。この格子桁を解くことにより、縦・横のリブの設計曲げモーメントが求められる。

図2-3に一般的な鋼床版の構造系を示す。

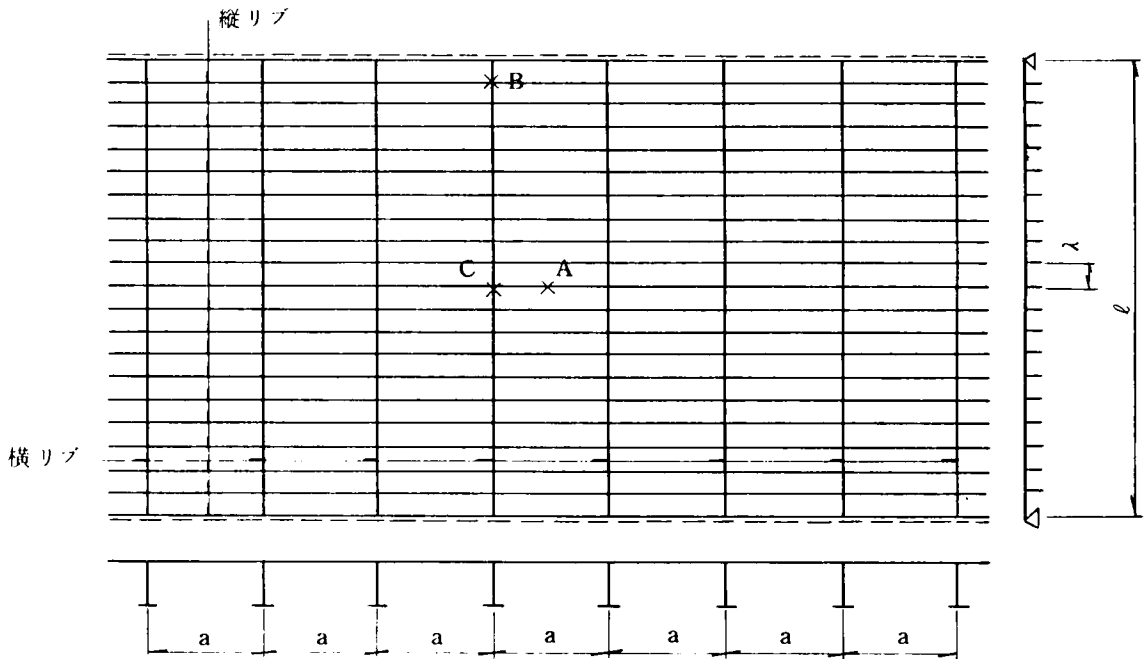


図 2-3

H. Hombergによれば、このような格子構造系の交叉剛比はつぎの式で与えられる。

$$Z(n) = \frac{6}{n^4 \pi^4} \left(\frac{\ell}{a} \right)^3 \frac{\ell \cdot I_L}{\lambda \cdot I_Q}$$

$$\equiv \frac{1}{n^4} Z \quad (2-34)$$

(n = 1, 2, 3,)

$$Z = 0.0616 \left(\frac{\ell}{a} \right)^3 \frac{\ell I_L}{\lambda I_Q} \quad (2-35)$$

ここに I_L : 縦リブの断面 2 次モーメント

I_Q : 横リブの断面 2 次モーメント

a : 横リブの間隔 (縦リブスパン)

ℓ : 主桁間隔 (横リブスパン)

λ : 縦リブ間隔

格子作用による影響は、この交差剛比を用いて表現される。

2.4.1 縦リブの設計曲げモーメント

縦リブについて設計上着目すべき断面は、スパン中央 (点 A) と支点上 (点 B) の 2 点である。これらの点の応力照査は床版作用、主桁作用に区別して行なうと共に両者を重ね合せる場合についても行なう必要がある。リブ下縁の応力度を問題にするときは、前者は主桁の設計曲げモーメントが負の場合に、後者は正の場合に重ね合せの条件がきびしくなる。これら二つの着目点に対し、横リブの弾性を考慮すると、前者は横リブのスパン中央付近に位置する縦リブ、後者は横リブの支点到最も近い縦リブに着目するほうが、より大きな曲げモーメントとなることがわかる。そこでこれらの 2 点の曲げモーメントを求めることにする。

つぎに設計活荷重としては、輪荷重の後輪荷重のみとする。前輪荷重の影響は一般に小さく、また無視する方が安全側となる場合も多い。なお、死荷重は鋼床版の縦リブでは、通常無視し得る大きさであるが一応算式を求めることにする。

(1) 縦リブのスパン中央曲げモーメント

(a) 死荷重曲げモーメント

死荷重は一様載荷であり、みかけ上荷重分配はないとみなせるので、剛支点上の連続桁の解を用いて縦リブ 1 本当りの曲げモーメントは (2-36) 式で与えられる。

$$M_d = \frac{q_L \lambda}{24} a^2 \quad (2-36)$$

ここに q_L : 死荷重強度 (Kg/cm)

(b) 活荷重曲げモーメント

前述の理由により、横リブのスパン中央に縦リブがあるものと仮定し、この縦リブのスパン中央の曲げモーメントを求める。活荷重は輪荷重の後輪のみを考え、着目縦リブおよびその他の縦リブのスパン中央に車両、車輪間隔を考慮のうえ橋軸直角方向に並列載荷する。

この場合、設計曲げモーメントはつぎの二つの系の和として求められる。

剛支点上の連続桁の曲げモーメント : M_o

格子構造としての弾性支点上の連続桁の曲げモーメント： ΔM

前者の系では、輪荷重はある接置幅をもつて作用するので、1本当りの縦リブに作用する荷重の大きさを求めるにはデッキプレートによる荷重分配を考えるのが合理的である。これを β なる係数($\beta < 1$)で考慮することにし、縦リブを支点とした剛支点上の連続桁の反力として近似的に求めるものとする。

また、後者の系の弾性支承上の連続桁の荷重はつぎのように考える。横リブを支点とした剛支点上の連続桁の支点反力を求め、これを格点荷重として弾性支承上の連続桁に作用させる。ただしその場合、簡単のために載荷スパンに相隣る支点の格点荷重のみを考慮することとし、その他は無視するものとする。

これらの関係を図2-4に示す。

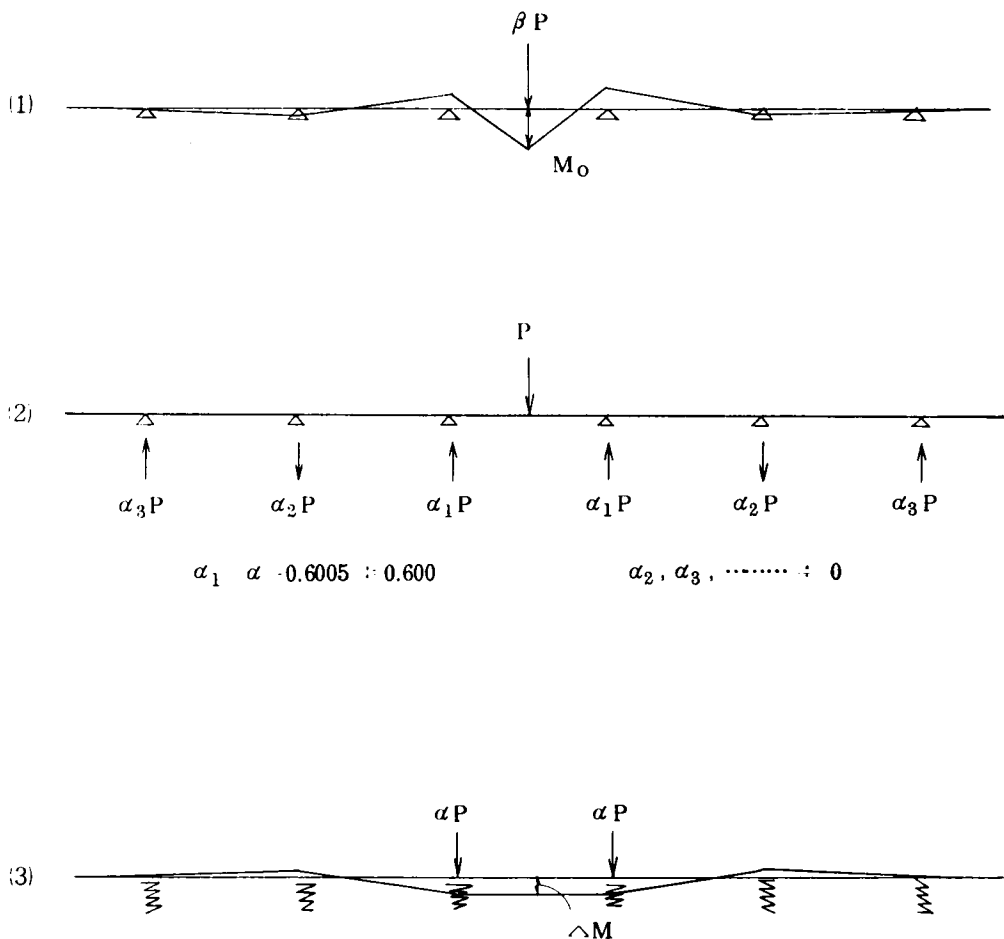


図 2-4

図 2-4 では、 P は衝撃を含めた 1 後輪荷重、 β は縦リブ 1 本当りの荷重分担係数、 α は剛支点上の連続桁の反力係数を示す。 β の値は近似的に、剛支点上の連続桁の反力として求める。⁴⁾ 開断面および閉断面の縦リブ (図 2-5) に対してそれぞれ次の式が適用される。

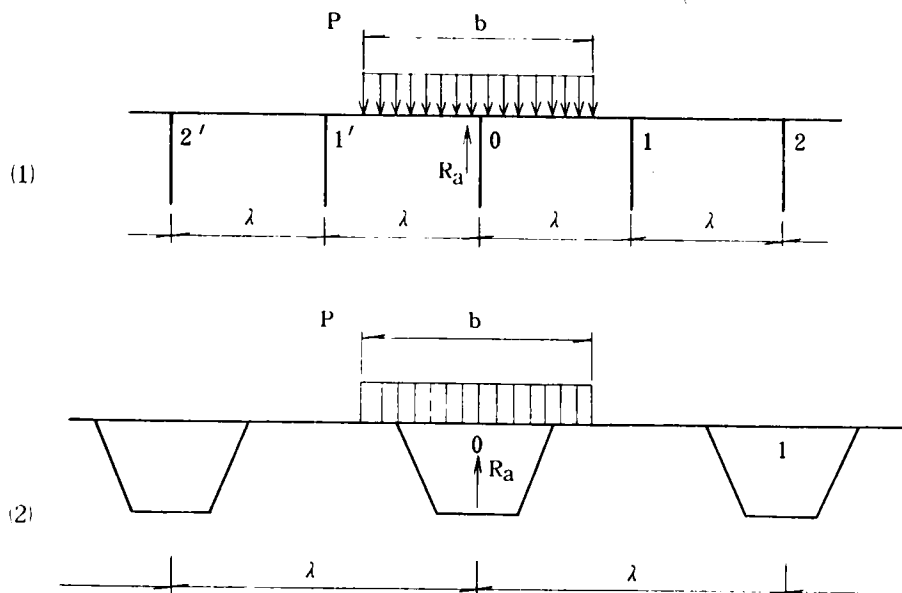


図 2-5

図 2-5(1)の場合⁴⁾

$$\beta = 1 - 0.1830 \left(\frac{b}{\lambda} \right)^2 + 0.03738 \left(\frac{b}{\lambda} \right)^3 \quad (2-37)$$

図 2-5(2)の場合

$$\beta = 1 \quad (2-38)$$

また、 α の値は図 2-4、(2)に示すように

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \alpha = 0.6 \\ \alpha_2 &= \alpha_3 = \dots = 0 \end{aligned} \quad (2-39)$$

とする。

以上から、活荷重による曲げモーメントはつぎの二つの項の和として求められる。

$$M_\ell = M_0 + \Delta M \quad (2-40)$$

M_0 は剛支点上の連続桁の曲げモーメントであるから次のようになる。

$$M_0 = 0.171 \beta a P \quad (2-41)$$

つぎに ΔM は、H. Hombergの無限に多くの荷重分配横桁を有する格子桁の解を用いると、 $\frac{\ell}{2}$ 位置の縦リブの曲げモーメントとして次式で与えられる。

$$\Delta M = \frac{2\lambda}{\ell} \sum_{i=1,2,3,\dots}^m \sum_{n=1-3,5,\dots}^{\infty} \sin \frac{n\pi u_i}{\ell} M(n) \quad (2-42)$$

ここに、 u_i : 横リブのスパン方向の荷重位置

$$i = 1, 2, 3, \dots, m$$

m は荷重数

$M(n)$: 弾性支承上の連続桁の曲げモーメントで、H. Hombergの図表を用いて求めることができる。弾性支点の数は多い程のぞましいが、ここでは実用的見地から、7径間弾性支点上の連続桁の解を用いる。

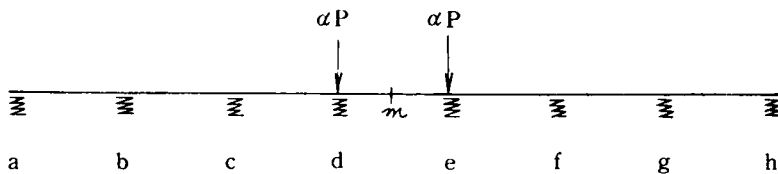


図 2-6

B_{ik} を格点 k に $P=1$ が作用したときの格点 i の格点力とすれば、点 m (縦リブスパン中央 図2-6参照)の曲げモーメント M_m は

$$\begin{aligned} M_m = & \alpha a P \{ 3.5 B_{ad} + 2.5 B_{bd} + 1.5 B_{cd} + 0.5 B_{dd} \} \\ & + \alpha a P \{ 3.5 B_{ae} + 2.5 B_{be} + 1.5 B_{ce} + 0.5 B_{de} \} \\ & - 0.5 \alpha a P \end{aligned} \quad (2-43)$$

交差剛比を $Z(n)$ とするときの B_{ik} を図2-6の場合に対して求め、それを代入し式を整理すると、 M_m として次式が得られる。

$$\begin{aligned} M(n) = & M_m \\ = & \alpha a P \frac{19Z(n) + 49Z(n) + 6Z(n)}{71 + 330Z(n) + 194Z(n) + 4Z(n)} \end{aligned} \quad (2-44)$$

ここで、 ΔM の n に対する集積の内容は $n = 1, 3, 5, \dots$ となっており、一方、 $Z(n)$ は

$Z(n) = \frac{1}{n+1} Z$ で n^4 の形をとっているので Z の第 2 項目以下は相当に小さなものであるといえる。このような考察にもとづき、実用的見地から $n = 1$ とし、それ以降に関する Z は省略することにする。

以上から ΔM はつぎのように書き表わすことができる。

$$\Delta M = 2 \alpha f(u) f(z) \frac{\lambda}{\ell} a P \quad (2-45)$$

ただし、

$$f(u) = \sum_{i=1}^m \sin \frac{\pi u_i}{\ell} \quad (2-46)$$

$$f(z) = \frac{19Z + 49Z^2 + 6Z^3}{71 + 330Z + 194Z^2 + 4Z^3} \quad (2-47)$$

$f(u)$ は、縦リブスパン中央で横リブスパン方向に配置した車輪荷重の位置に関する量で、荷重配置が決まれば求めることができる。したがって、あらかじめ示方書の荷重配置に対して図表に作成することも可能であり、つぎの荷重配置に対してそれを求めておくことにする。

この荷重配置は、1 車線 1 車軸という考え方からすればかなり安全側となるが、簡単のために車輪間隔のみを考え、図 2-7 のように可能なだけ載荷するものとする。この数値は ℓ と車軸、車輪間隔が決まれば、あらかじめ計算することができ図表化も可能である。

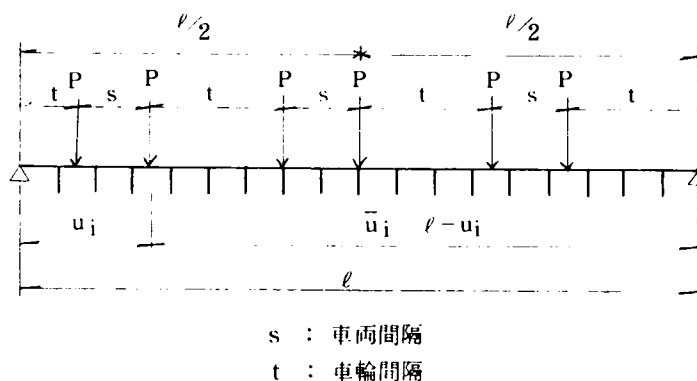


図 2-7

また $f(z)$ も、鋼床版の設計上必要となる Z に対してあらかじめ計算し、図表にすると便利である。

以上から、活荷重による曲げモーメントは次式のように書き表わされる。

$$M_{\ell} = 0.171 \beta a P + 2 \alpha f(u) f(z) \frac{\lambda}{\ell} a P \quad (2-48)$$

したがって、縦リブの合計曲げモーメント M_L はつぎようになる

$$M_L = m_L a P \quad (2-49)$$

ただし、

$$m_L = 0.171 \beta + 2 \alpha f(u) f(z) \frac{\lambda}{\ell} + \frac{\lambda a q_L}{24 P} \quad (2-50)$$

(2) 縦リブの支点上曲げモーメント

(a) 死荷重曲げモーメント

スパン中央曲げモーメントの場合と同様に、剛支点上の連続桁としての支点曲げモーメントを求めることによつて得られる。

$$M_d = -\frac{q_L \lambda}{12} a^2 \quad (2-51)$$

(b) 活荷重曲げモーメント

この場合の曲げモーメントは、同じ荷重状態であっても、横リブの撓み性を考慮すると横リブ支点到最も近い縦リブで絶対値が最大となる。したがって、その位置の縦リブに着目するものとし、その場合横リブの弾性沈下は無視できるものとして、剛支点上の連続桁の支点曲げモーメントをこの場合の設計曲げモーメントとする。活荷重はT荷重の1後輪荷重のみとし、これが縦リブ支点到最大の曲げモーメントを生ずるように配置する。

$$M_{\ell} = -0.0851 \beta a P \quad (2-52)$$

以上から、縦リブの支点上曲げモーメントに対する合計曲げモーメントは、絶対値のみについて記すとつぎのようである。

$$M_L = m_L a P \quad (2-53)$$

ただし、

$$m_L = 0.0851 \beta + \frac{q_L \lambda a}{12 P} \quad (2-54)$$

2.4.2 横リブの設計曲げモーメント

(a) 死荷重曲げモーメント

縦リブの場合と同様、死荷重は一様に作用し荷重分配はないとみなせるので、単純支持桁として求められる。

最大の曲げモーメントは

$$M_d = \frac{q_Q a \ell^2}{8} \quad (2-55)$$

ここに q_Q : 死荷重強度 (Kg/cm)

(b) 活荷重曲げモーメント

活荷重はT荷重の後輪のみを考慮し、これを横リブ上に満載してスパン中央の曲げモーメントを求める。その場合、後輪荷重のうち1つはスパン中央にくるように配置する。この荷重配置は、1車線1車両という考えからすれば、やや大きなものとなるが安全側であり、また、縦リブの場合と類似した形となるので好都合である。

設計曲げモーメントは、つぎの二つの系の和として求められる。

単純桁としての曲げモーメント： M_o

格子桁としての不静定格点力による曲げモーメント： $-\Delta M$

すなわち

$$M_Q = M_o - \Delta M \quad (2-56)$$

M_o は単純桁としての曲げモーメントであるから図2-8の荷重に対して次式から容易に求めることができる。

$$M_o = \frac{P}{2} \sum_{i=1,2,\dots}^m \tilde{u}_i = g(u) \ell P \quad (2-57)$$

ここで

$$g(u) = \frac{1}{2\ell} \sum_{i=1,2,\dots}^m \tilde{u}_i \quad (2-58)$$

$$\text{ただし } \tilde{u}_i = u_i \cdots u_i \cdots u_i \cdots \frac{\ell}{2}$$

$$\tilde{u}_i = \ell - u_i \cdots u_i \cdots u_i \cdots \frac{\ell}{2}$$

式(2-58)の値は、荷重配置と横リブスパンを与えることによつて求まる数である。あらかじめ、 $g(u)$ で図表化すると便利である。

つぎに ΔM はH. Hombergの無限に多くの荷重分配横桁を有する格子桁の解を用いて、つぎのように書き表わされる。

$$\Delta M = -\frac{2\ell}{\pi^2} \sum_{i=1,2,\dots}^m \sum_{n=1,3,5,\dots}^{(\infty)} \frac{1}{n^3} \sin \frac{n\pi u_i}{\ell} C(n) \quad (2-59)$$

ただし

$$C(n) = B(n) - 1 \quad (2-60)$$

$B(n)$ は弾性支承上の連続桁の格点力で、H. Hombergの図表を用いて求めることができる。弾性支承の数は多い程望ましいが、実用的見地から6径間弾性支承上の連続桁の解を用いる。

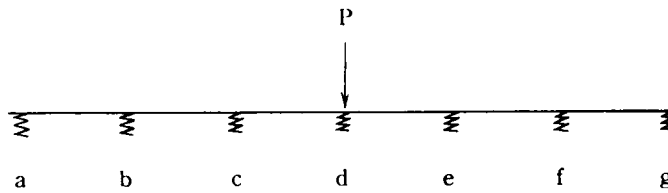


図 2-8

図2-8においてd桁を着目横リブとすれば、 $B(n)$ は交叉剛比を $Z(n)$ として図表からただちに求められる。これを用いて $C(n)$ は次式で与えられる。

$$C(n) = - \frac{62 Z(n) + 124 Z^2(n) + 6 Z^3(n)}{26 + 193 Z(n) + 196 Z^2(n) + 7 Z^3(n)} P \quad (2-61)$$

本文で目的としている実用計算では、縦リブの場合と同様の理由により、 $n = 1$ として十分である。

以上から $\wedge M$ はつぎのように書き表わされる。

$$\wedge M = \frac{2\ell}{\pi^2} P \cdot g(z) f(u) \quad (2-62)$$

ただし

$$f(u) = \sum_{i=1,2,\dots}^m \sin \frac{\pi u i}{\ell} \quad (2-63)$$

$$g(z) = \frac{62 Z + 124 Z^2 + 6 Z^3}{26 + 193 Z + 196 Z^2 + 7 Z^3} \quad (2-64)$$

ここで $f(u)$ は縦リブの場合と同じ荷重配置を用いるので、値も同様でよい。

また $g(z)$ は交叉剛比 Z のみの関数で、あらかじめ必要な範囲の Z に対して図表化しておくと便利である。

以上から、活荷重による曲げモーメントは次式のようになる。

$$M\ell = g(u) \ell P - \frac{2}{\pi^2} g(z) f(u) \ell P \quad (2-65)$$

横リブに対する合計設計曲げモーメント M_Q は、式(2-65)に死荷重曲げモーメントを加えて

つぎのようになる。

$$M_Q = m_Q / P \quad (2-66)$$

ただし

$$\begin{aligned} m_Q &= g(u) - \frac{2}{\pi^2} g(z) f(u) + \frac{q_Q a \ell}{8P} \\ &\therefore g(u) - 0.2 g(z) f(u) + \frac{q_Q a \ell}{8P} \end{aligned} \quad (2-67)$$

2.5 最小重量設計

設計の基準は、すでに触れたように、鋼床版の使用鋼重を最小とすることにおくものとし、上フランジの断面積 F_o 、横リブのスパン ℓ 、縦リブの間隔 λ 、各リブの腹板厚 t_s 、下フランジの許容応力度 σ_u などを既知として最小鋼重を与える横リブ間隔（縦リブスパン a ）、縦横のリブの最小断面（ h_s 、 F_s 、 F_u ）を求める。

この主旨にもとづき、最小重量設計の条件は、単位面積当りの縦横のリブ断面積の合計を最小にすることである。その場合、当然のことであるが、リブ断面のうち上フランジ（デッキプレート）の断面積は別の条件から決まるので、この合計の中には加えない。すなわち、補剛材断面のみの最小値問題を取り扱う。

単位面積当りのリブ断面積の合計 A は、縦・横リブの断面積（上フランジを除く）をそれぞれ \widetilde{F}_L 、 \widetilde{F}_Q とすれば次式のようになる。

$$A = \frac{\widetilde{F}_L}{\lambda \cdot 1} + \frac{\widetilde{F}_Q}{a \cdot 1} \quad (2-68)$$

ここに、1：単位長さ

\widetilde{F}_L 、 \widetilde{F}_Q は設計曲げモーメントが与えられたときの縦・横各リブの最小断面積であつて、次式の通りに書き表わされる。

$$\begin{aligned} \widetilde{F}_L &= \sqrt{\kappa_L M_L} \\ &= \sqrt{\kappa_L m_L a P} \end{aligned} \quad (2-69)$$

$$\begin{aligned} \widetilde{F}_Q &= \sqrt{\kappa_Q M_Q} \\ &= \sqrt{\kappa_Q m_Q \ell P} \end{aligned} \quad (2-70)$$

これを式(2-68)に代入して

$$A = \sqrt{\frac{\kappa_L m_L a P}{\lambda}} + \sqrt{\frac{\kappa_Q m_Q \ell P}{a}} \quad (2-71)$$

ここで変化し得る量は a であるから、 A が最小となるような a を見出す。それには、 $\frac{\partial A}{\partial a} = 0$ となる a を求めればよい。その場合、 m_L 、 m_Q も a の関数であることを考慮する。

$$\begin{aligned} \frac{\partial A}{\partial a} &= \sqrt{\frac{\kappa_L P}{\lambda}} \left\{ \frac{\sqrt{m_L}}{2\sqrt{a}} + \frac{\sqrt{a}}{2\sqrt{m_L}} \cdot \frac{\partial m_L}{\partial a} \right\} \\ &\quad + \sqrt{\kappa_Q \ell P} \left\{ \frac{1}{2a\sqrt{m_Q}} \cdot \frac{\partial m_Q}{\partial a} - \frac{\sqrt{m_Q}}{a^2} \right\} = 0 \\ \therefore \frac{1}{a m_L} \left(m_L + a \frac{\partial m_L}{\partial a} \right)^2 &= \frac{4 \kappa_Q \lambda^2 \ell}{\kappa_L} \cdot \frac{1}{a^4 m_Q} \left(m_Q - \frac{a}{2} \frac{\partial m_Q}{\partial a} \right)^2 \\ \therefore a^3 &= 4 \frac{\kappa_Q m_L}{\kappa_L m_Q} \lambda^2 \ell \frac{\left(m_Q - \frac{a}{2} \frac{\partial m_Q}{\partial a} \right)^2}{\left(m_L + a \frac{\partial m_L}{\partial a} \right)^2} \\ &= 4 \frac{\kappa_Q m_L}{\kappa_L m_Q} \lambda^2 \ell \frac{\bar{m}_Q^2}{\bar{m}_L^2} \\ \therefore a &= \sqrt[3]{4 \mu \phi \frac{m_L}{m_Q} \frac{\bar{m}_Q^2}{\bar{m}_L^2} \lambda^2 \ell} \quad (2-72) \end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned} \mu \phi &= \frac{\kappa_Q}{\kappa_L}, \quad \bar{m}_L = m_L + a \frac{\partial m_L}{\partial a} \\ \bar{m}_Q &= m_Q - \frac{a}{2} \frac{\partial m_Q}{\partial a} \end{aligned} \quad (2-73)$$

上式において明らかであるが、右辺の m_L 、 \bar{m}_L 、 m_Q 、 \bar{m}_Q は a の関数であり、したがって、 a は閉じた解として求めることは困難である。しかし、右辺に含まれる a の関数は、その形から判断して、 a の変化に対する変化の割り合いが比較的小さいと考えられるので、式の整理はこれまでにとどめ、逐次近似法によるものとする。すなわち、右辺の m_L 、 m_Q などの中の Z に含まれる a には 1 回前に求めた a を用いるものである。

ところで a^* を求める式の根号内の \bar{m}_L は次のようにして得られる。

$$\bar{m}_L = m_L + a \frac{\partial m_L}{\partial a} \quad (2-74)$$

(a) 縦リブのスパン中央曲げモーメントの場合

$$\begin{aligned}
 \bar{m}_L &= 0.171 \beta + 2\alpha f(u) f(z) \frac{\lambda}{\ell} + \frac{q_L \lambda a}{24P} \\
 &\quad + a \left\{ 2\alpha f(u) f'(z) \frac{\lambda}{\ell} \frac{\partial z}{\partial a} + \frac{q_L \lambda}{24P} \right\} \\
 \frac{\partial z}{\partial a} &= -\frac{3z}{a} \quad \text{であるから} \\
 \bar{m}_L &= 0.171 \beta + 2\alpha f(u) \frac{\lambda}{\ell} \left\{ f(z) - 3f'(z)Z \right\} + \frac{q_L a \lambda}{12P} \\
 &\quad - 0.171 \beta + 2\alpha f(u) F(z) \frac{\lambda}{\ell} + \frac{q_L a \lambda}{12P} \quad (2-75)
 \end{aligned}$$

ここに

$$F(z) = f(z) - 3f'(z)Z \quad (2-76)$$

(b) 縦リブの支点上曲げモーメントの場合

$$\begin{aligned}
 \bar{m}_L &= 0.0851 \beta + \frac{q_L \lambda a}{12P} + a \frac{q_L \lambda}{12P} \\
 &= 0.0851 \beta + \frac{q_L \lambda \ell}{6P} \quad (2-77)
 \end{aligned}$$

また、 \bar{m}_Q は次のようにして求まる。

$$\begin{aligned}
 \bar{m}_Q &= m_Q - \frac{a}{2} \cdot \frac{\partial m_Q}{\partial a} \\
 g(u) &= \frac{2}{\pi^2} g(z) f(u) + \frac{q_Q a \ell}{8P} \\
 &= \frac{a}{2} \left\{ -\frac{2}{\pi^2} f(u) g'(z) \frac{\partial z}{\partial a} + \frac{q_Q \ell}{8P} \right\} \\
 \frac{\partial z}{\partial a} &= -\frac{3}{a} z \quad \text{を代入して} \\
 \bar{m}_Q &= g(u) - \frac{1}{\pi^2} f(u) \left\{ 2g(z) + 3g'(z)Z \right\} + \frac{q_Q a \ell}{16P} \\
 &= g(u) - \frac{1}{\pi^2} f(u) G(z) + \frac{q_Q a \ell}{16P} \quad (2-78)
 \end{aligned}$$

ここに

$$G(z) = 2g(z) + 3g'(z)Z \quad (2-79)$$

以上の誘導により、 \bar{m}_L 、 \bar{m}_Q の内容が明らかとなつた。 \bar{m}_L 、 \bar{m}_Q を求めるには、新たに 2つの関数 $F(z)$ 、 $G(z)$ を知らねばならない。これは適当な Z についてあらかじめ値を求めておくことが可能であり、図表計算によると都合がよい。

つぎに a^* を求める式の根号内の $\frac{\kappa_Q}{\kappa_L}$ について検討する。 κ_L 、 κ_Q は、縦横各リブの最小合計断面積に関する量で A、B、C、三つの形式の縦リブと、C型の横リブとの組合せに対して次式のように表現される。

$$\frac{\kappa_Q}{\kappa_L} = \mu \phi \quad (2-80)$$

(a) A型の縦リブとC型の横リブを用いる場合

$$\mu = \frac{8\sigma_{uL}}{9\sigma_{uQ}} \cdot \frac{ts_Q}{ts_L} \quad (2-81)$$

$$\phi = \frac{(Fo_L + 0.4330 T_L)(Fo_Q + 0.6124 T_Q)(Fo_Q + 0.4593 T_Q)}{(Fo_L + 0.8660 T_L)(Fo_Q + 0.4082 T_Q)^2} \quad (2-82)$$

ここに

$$T_L = \frac{M_L ts_L}{\sigma_{uL}}$$

$$T_Q = \frac{M_Q ts_Q}{\sigma_{uQ}} \quad (2-83)$$

(b) B型の縦リブとC型の横リブを用いる場合

$$\mu = \frac{1\sigma_{uL}}{2\sigma_{uQ}} \cdot \frac{ts_Q}{ts_L} \quad (2-84)$$

$$\phi = \frac{(Fo_L + 0.5774 T_L)^2 (Fo_Q + 0.6124 T_Q)(Fo_Q + 0.4593 T_Q)}{(Fo_L + 0.8660 T_L)(Fo_L + 0.6495 T_L)(Fo_Q + 0.4082 T_Q)^2} \quad (2-85)$$

ここに

$$T_L = \frac{M_L ts_L}{\sigma_{uL} \cos \theta}$$

$$T_Q = \frac{M_Q ts_Q}{\sigma_{uQ}} \quad (2-86)$$

(c) C型の縦リブとC型の横リブを用いる場合

$$\mu = \frac{\sigma_{uL}}{\sigma_{uQ}} \cdot \frac{t_{sQ}}{t_{sL}} \quad (2-87)$$

$$\phi = \frac{(Fo_L + 0.4082 T_L)^2 (Fo_Q + 0.6124 T_Q) (Fo_Q + 0.4593 T_Q)}{(Fo_L + 0.6124 T_L) (Fo_L + 0.4593 T_L) (Fo_Q + 0.4082 T_Q)^2} \quad (2-88)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} T_L &= \frac{M_L t_{sL}}{\sigma_{uL}} \\ T_Q &= \frac{M_Q t_{sQ}}{\sigma_{uQ}} \end{aligned} \right\} \quad (2-89)$$

ここで添字のL, Qは、それぞれ縦・横のリブに関する量であることを示すものである。

また、 M_L 、 M_Q はそれぞれ縦・横リブの設計曲げモーメントを示し、式(2-49)、(2-53)、(2-66)により求められる。

次に再掲する。

$$M_L = m_L \cdot a \cdot P \quad (2-49), (2-53)$$

$$M_Q = m_Q \cdot l \cdot P \quad (2-66)$$

なお、上記の各形式の場合に表われる ϕ の値は、 Fo の値が T_L 、 T_Q の値に対しある程度大きい場合には $\phi:1$ とすることができる。実際上は、 $Fo/Fs > T_L, T_Q$ であり数値計算の結果から1とみなしてよいことが知られる。

以上で a^* を求める演算の内容が明らかとなった。それによれば、 a^* は閉じた形で解くことは困難で、 a および Z 、したがって、 $\frac{I_L}{I_Q}$ を仮定し、逐次近似法によることになる。そこで、 $\frac{I_L}{I_Q}$ の逐次近似値が必要となるので、つぎに a^* を用いてそれに対応した設計曲げモーメントおよびこのモーメントに対する最小断面から $\frac{I_L^*}{I_Q^*}$ を求めることを考える。

まず求った a^* を用いて、設計曲げモーメント M_L^* 、 M_Q^* を求め、つぎにこれに対して最小となる断面を求める。さらにその断面に対する断面二次モーメントを求めて、 $\frac{I_L^*}{I_Q^*}$ が得られる。

A, B, Cの三つの形式の縦リブに対し、C型の横リブを組合せる場合、 $\frac{I_L^*}{I_Q^*}$ は以下のように書き表わされる。

(a) A型の縦リブとC型の横リブを用いる場合

$$\frac{I_L^*}{I_Q^*} = \frac{\sqrt{2 \cdot S_L^* \cdot T_L^*}}{S_Q^* \cdot T_Q^*} \psi \quad (2-90)$$

ここに

$$S_L^* = \frac{M_L^*}{\sigma_{uL} t_{sL}} \quad T_L^* = \sqrt{\frac{M_L^* t_{sL}}{\sigma_{uL}}}$$

$$\left. \begin{aligned} S_Q^* &= \frac{M_Q^*}{\sigma_{u_L} t_{s_L}} & T_Q^* &= \sqrt{\frac{M_Q^* t_{s_Q}}{\sigma_{u_Q}}} \\ \psi &= \frac{(F_{oL} + 0.8660 T_L^*)(F_{oQ} + 0.4593 T_Q^*)(F_{oQ} + 1.6320 T_Q^*)}{(F_{oL} + 0.1732 T_L^*)(F_{oQ} + 0.6124 T_Q^*)(F_{oQ} + 0.3572 T_Q^*)} \end{aligned} \right\} \quad (2-91)$$

(b) B型の縦リブとC型の横リブを用いる場合

$$\frac{I_L^*}{I_Q^*} = \frac{S_L^* T_L^*}{\sqrt{2} S_Q^* T_Q^*} \psi \quad (2-92)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} S_L^* &= \frac{M_L^* \cos \theta}{\sigma_{u_L} t_{s_L}} & T_L^* &= \sqrt{\frac{M_L^* t_{s_L}}{\sigma_{u_L} \cos \theta}} \\ S_Q^* &= \frac{M_Q}{\sigma_{u_Q} t_{s_Q}} & T_Q^* &= \sqrt{\frac{M_Q t_{s_Q}}{\sigma_{u_Q}}} \\ \psi &= \frac{(F_{oL} + 0.8660 T_L^*)(F_{oL} + 0.5052 T_L^*)(F_{oQ} + 0.4593 T_Q^*)}{(F_{oL} + 0.6495 T_L^*)(F_{oL} + 2.3094 T_L^*)(F_{oQ} + 0.6124 T_Q^*)} \\ &\quad \times \frac{(F_{oQ} + 1.6320 T_Q^*)}{(F_{oQ} + 0.3572 T_Q^*)} \end{aligned} \right\} \quad (2-93)$$

(c) C型の縦リブとC型の横リブを用いる場合

$$\frac{I_L^*}{I_Q^*} = \frac{S_L^* T_L^*}{S_Q^* T_Q^*} \psi \quad (2-94)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} S_L^* &= \frac{M_L^*}{\sigma_{u_L} t_{s_L}} & T_L^* &= \sqrt{\frac{M_L^* t_{s_L}}{\sigma_{u_L}}} \\ S_Q^* &= \frac{M_Q^*}{\sigma_{u_Q} t_{s_Q}} & T_Q^* &= \sqrt{\frac{M_Q^* t_{s_Q}}{\sigma_{u_Q}}} \\ \psi &= \frac{(F_{oL} + 0.6124 T_L^*)(F_{oL} + 0.3572 T_L^*)(F_{oQ} + 0.4593 T_Q^*)}{(F_{oL} + 0.4593 T_L^*)(F_{oL} + 1.6320 T_L^*)(F_{oQ} + 0.6124 T_Q^*)} \\ &\quad \times \frac{(F_{oQ} + 1.6320 T_Q^*)}{(F_{oQ} + 0.3572 T_Q^*)} \end{aligned} \right\} \quad (2-95)$$

ここで、L、Qはそれぞれ縦リブ横リブに関する量であることを示す。また、右肩の*は、仮定値を

もとに最小条件を導入し、目標値に対してより精度を更改した値であることを示す。なお、 ψ の値は、式中の F_0 が T_L 、 T_Q に比較して大きい場合には、近似的に $\psi = 1$ とすることができる。実際上は、 $F_0 > F_s > T_L$ 、 T_Q であり 1 とみなしてよい。

上の各式より、 $\frac{I_L^*}{I_Q^*}$ の計算が明らかとなったので、最小重量を与える横リブの間隔・最小の断面を逐次近似法によつて求めることが可能となった。その手順をフローチャート式に示すと図 2-9 のとおりである。

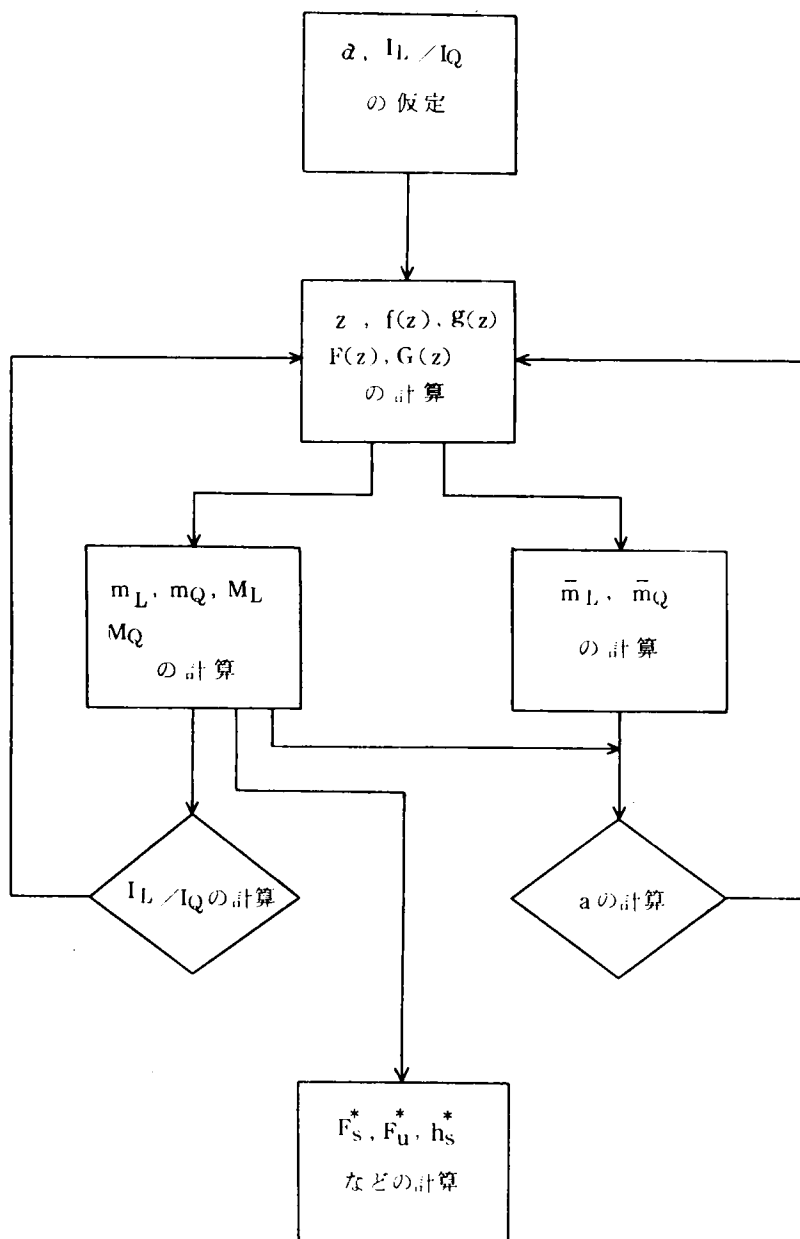


図 2-9

計算の概要はつぎのようである。

- ① 縦リブ間隔（縦リブスパン a ）および縦・横リブの剛比 $\frac{I_L}{I_Q}$ を仮定する。
- ② Z の値を計算し、 $f(z)$ 、 $g(z)$ 、 $F(z)$ 、 $G(z)$ を計算ないしはあらかじめ準備した図表から求める。
- ③ m_L 、 m_Q 、 \bar{m}_L 、 \bar{m}_Q を計算する。その場合、係数 β 、 α 、縦リブ間隔 λ 、横リブスパン（主桁間隔） ℓ 、荷重 P 、荷重配置に関する係数 $f(u)$ 、 $g(u)$ などは既知量として導入する。
- ④ M_L 、 M_Q 、 $\mu\phi$ 、 a^* 、 M_L^* 、 $\frac{I_L^*}{I_Q^*}$ を計算する。その場合、 σ_{uL} 、 σ_{uQ} 、 t_{sL} 、 t_{sQ} 、 Fo_L 等は既知量として与える。また、 Fo_Q は a 、 ℓ を用いて、例えば、示方書の鋼床版の有効幅に関する条項から決定することができる。
- ⑤ a^* 、 $\frac{I_L^*}{I_Q^*}$ を第 2 回目の仮定値として②～④の計算を収斂するまで繰返す。
- ⑥ a 、 $\frac{I_L}{I_Q}$ が逐次近似計算によつてほぼ一定値になれば、そのときの M_L 、 M_Q に対して最小断面を計算する。計算内容は各リブに対して s 、 F_s^* 、 h^* 、 \tilde{F}^* 、 \tilde{F}_u^* などである。

以上の計算で a 、 $\frac{I_L}{I_Q}$ は逐次近似の回数に応じて更新されるが、その場合に、死荷重曲げモーメントおよび横リブの上フランジ断面積 Fo_Q の a による変動は、全体の計算にほとんど影響を持たないので計算を簡単にする意味で省略するのが実用的である。

2.6 数 値 計 算

鋼床版の設計解析に対してはすでに多くの研究があり種々の解法が提案されているが、それらは図表を用いる場合は別として、通常数値計算には多大の労力、時間が必要とされている。

構造が複雑であり、解析が容易でないために、特に最小重量設計の問題については、いまだ研究報告も少なく、リブの配置等についても経験を主体にして決定しているような現状であつて、適当な算出法の実用化が望まれるところである。

さて、このような鋼床版の最小重量設計問題に関して、前節までに H. Homberg の格子理論を応用し、一応逐次近似計算の可能なことを示した。ここに誘導した計算法では、計算を簡便化するために 2、3 の近似的な取り扱いを行なつているが、それらは実用設計として許容される範囲内にあるものと考えられる。これは本節で示すように、他の設計法に基づく実施例との比較検討において明らかである。

またすでに触れたが、この計算法の適用に際しては、ある固有のパラメーターのみに関係する数値を類別抽出し、あらかじめそのパラメーターに応じて図表を作成して置くことが有利であり、式の展開では特にこの点に配慮を加えた。一見複雑にみえるこの解法も若干の図表計算の助けにより、全体的な計算過程の著しい簡略化が可能である。

本節では、これらの補助図表並びに具体的な設計例に対する数値計算および実例的な 2、3 の設計条件に対して計算結果を提示することにする。

2.6.1 計算に必要な係数

(1) $f(u)$ について

$f(u)$ は、縦リブスパン中央の活荷重による設計曲げモーメントを求める式に表われる数値で、横断方向（縦リブに対して直角方向）に配置した輪荷重の位置に関するものである。 $f(u)$ は式

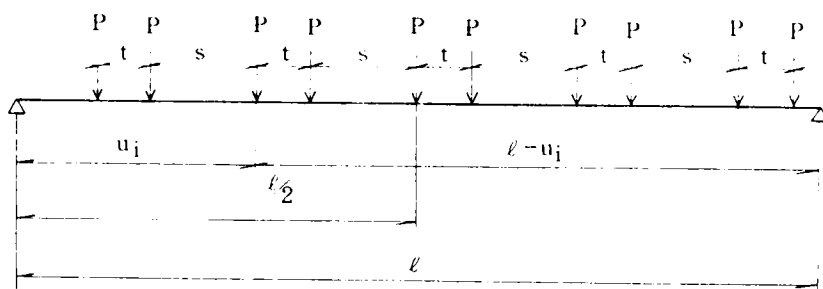
(2-46) で書き表わされる。

$$f(u) = \sum_i^m \sin \frac{\pi u_i}{\ell} \quad (2-46)$$

ここに u_i : 第 i 番目の輪荷重の位置

ℓ : 横リブのスパン

輪荷重の横断方向の配置では、実際の車線幅およびその幅を考慮する必要があるが、ここでは問題を一般化し、また安全側に処理する意味で図 2-7 (再掲) のように車線数を無視し、単に示方路に規定される車両、車輪間隔を適用し、可能な限り多くの輪荷重を載荷する場合を考える。



s : 車輪間隔 (1.75m)

t : 隣接車両の車輪間隔 (1.00m)

図 2-7

このような輪荷重の配置に対して、 ℓ の種々の値に対する $f(u)$ の大きさを計算し、これを図表化することを考える。 ℓ の値は横リブのスパンであり、通常は主桁ないしは縦桁間隔を意味するもので、その大きさは 2 ~ 20 m ぐらいが使用されている。

表 2-1

この範囲の ℓ に対して $f(u)$ の値を計算した結果を表 2-1 に示す。 $\ell : f(u)$ の関係は ℓ が大きくなると $f(u)$ も増加し、ほとんど直線とみなすことができる。

また、 ℓ が小さい範囲では、車輪間隔の影響で多少不規則な値を示す。

(2) $g(u)$ について

$g(u)$ は、横リブに単位荷重を載荷した場合の設計曲げモーメントに関する影響値で、ワイメンションの無い係数である。

この数値を計算する場合の荷重配置を、 $f(u)$

項目 $\ell (m)$	$f(u)$	$g(u)$
300	1.500	0.3333
400	1.903	0.4063
500	2.263	0.4750
600	2.736	0.5625
700	3.173	0.6607
800	3.745	0.7500
900	4.166	0.8333
1000	4.644	0.9250
1100 ~ 2000	0.47 ~ 0.16	0.092 ~ 0.012

を求める場合の荷重と横断方向には同様に選ぶものとすれば、式(2-58)で計算される。

$$g(u) = \frac{1}{2\ell} \sum_{i=1,2,\dots}^m \tilde{u}_i \quad (2-58)$$

$$\begin{aligned} \tilde{u}_i &= u_i & \dots\dots\dots u_i \leq \frac{\ell}{2} \\ \tilde{u}_i &= \ell - u_i & \dots\dots\dots u_i > \frac{\ell}{2} \end{aligned}$$

$f(u)$ と同様に、 $\ell : f(u)$ の形で ℓ の変化に対応する $g(u)$ をあらかじめ計算して図表に作成することが可能である。表2-1にこれを示す。この表から明らかなように、 ℓ が大きくなるとほぼ直線となることがわかる。ただし、 ℓ のごく小さい範囲では $f(u)$ の場合と同様、車輪間隔の影響で多少不規則になっている。

後述のように実施例に関する他の計算法と本計算法による設計曲げモーメントの比較では、本計算法による値が縦・横リブの両者の場合ともに、数値から10%程度の範囲で大きくなっている。この最も主な理由としては、輪荷重を車線数を無視して最大限に載荷していることが挙げられる。

(3) β について

β は、鋼床版上に輪荷重を載荷する場合の縦リブ1本当たりの荷重分担係数で、近似的には、デッキノレットを縦リブ上で支持された連続桁とみなし、剛支点上の連続桁の反力として求めることができる。

この β の値は閉断面リブの場合には、輪荷重の分布巾 b と、縦リブの間隔 λ に関係し、Pelican und Esslingerの解を用いれば式(2-37)で計算される。

$$\beta = 1 - 0.1830 \left(\frac{b}{\lambda} \right)^2 + 0.03738 \left(\frac{b}{\lambda} \right)^3 \quad (2-37)$$

これを b/λ を変数とみなして、 $b/\lambda = 1.0 \sim 2.0$ の範囲に対して図示すると図2-10のようである。

b の値は示方書によれば0.5mであり、縦リブの間隔が決まれば b/λ の値に応じて、図より β の値を直ちに読みとることができる。

なお、閉断面の場合には、縦リブの幅が輪荷重幅にほぼ近くなるので安全側の近似値として $\beta \approx 1$ としてよいことにした。したがって、この場合については省略することにする。

(4) $f(z)$, $g(z)$, $F(z)$, $G(z)$ について

いずれも、縦・横のリブの交叉剛比 Z のみの関数であつて、 $f(z)$, $g(z)$ は各リブの曲げモーメントを求める際に必要であり、 $F(z)$, $G(z)$ は最小重量を与える横リブ間隔を求める際に関係する量である。

各式は既述のように次のごとく書き表わされる。

$$f(z) = \frac{19Z + 49Z^2 + 6Z^3}{71 + 330Z + 194Z^2 + 4Z^3} \quad (2-47)$$

$$g(z) = \frac{62Z + 124Z^2 + 6Z^3}{26 + 193Z + 196Z^2 + 7Z^3} \quad (2-64)$$

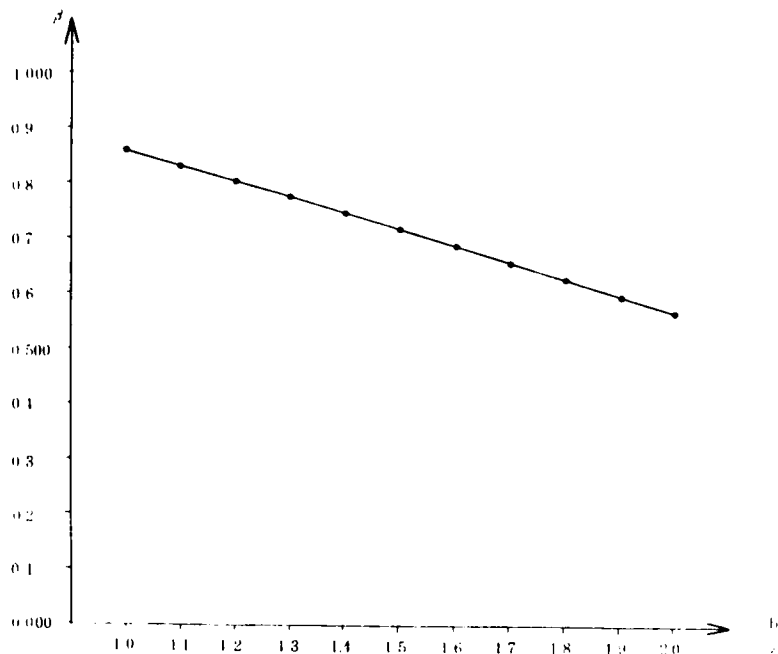
$$F(z) = f(z) - \frac{3Z(1349 + 6958Z + 13762Z^2 + 3808Z^3 + 968Z^4)}{(71 + 330Z + 194Z^2 + 4Z^3)^2} \quad (2-76)$$

$$G(z) = 2g(z) + \frac{3Z(1612 + 6448Z + 12248Z^2 + 1446Z^3 + 308Z^4)}{(26 + 193Z + 196Z^2 + 7Z^3)^2} \quad (2-79)$$

通常の鋼床版桁橋では、 Z のとり得る範囲が限られており、したがつて、 Z を変数としてこれらの値をあらかじめ計算しておくことが可能である。

縦・横のリブ材としてSM50, SS41, などを使用する場合について、 Z の大きさはおよそ0.1～0.4範囲内にあると考えられる。

ここでは $Z=0.1 \sim 10.0$ の範囲の Z に対して $f(z)$, $g(z)$, $F(z)$, $G(z)$ などを計算し、これをまとめて表2-2に示す。これより Z の値が決まれば各値を容易に読みとることが可能である。



z	$f(z)$	$g(z)$	$F(z)$	$G(z)$
0.05	0.012198	0.094374	0.021357	0.414432
0.10	0.022616	0.157531	0.035821	0.634745
0.15	0.031813	0.203932	0.046551	0.772802
0.20	0.040113	0.240124	0.054993	0.868810
0.25	0.047718	0.269529	0.061888	0.940328
0.30	0.054764	0.294134	0.067659	0.996170
0.35	0.061347	0.315181	0.072570	1.041252
0.40	0.067538	0.333491	0.076795	1.078551
0.45	0.073391	0.349638	0.080459	1.109992
0.50	0.078947	0.364032	0.083657	1.136885
0.55	0.084241	0.376981	0.086459	1.160162
0.60	0.089301	0.388718	0.088924	1.180508
0.65	0.094150	0.399428	0.091100	1.198440
0.70	0.098807	0.409253	0.093026	1.214359
0.75	0.103290	0.418313	0.094737	1.228581
0.80	0.107613	0.426702	0.096259	1.241359
0.85	0.111789	0.434502	0.097619	1.252899
0.90	0.115829	0.441778	0.098836	1.263370
0.95	0.119742	0.448586	0.099930	1.272912
1.00	0.123539	0.454976	0.100917	1.281642
1.05	0.127227	0.460989	0.101810	1.289661
1.10	0.130812	0.466660	0.102622	1.297052
1.15	0.134303	0.472021	0.103363	1.303888
1.20	0.137703	0.477099	0.104044	1.310229
1.25	0.141020	0.481918	0.104673	1.316131
1.30	0.144257	0.486500	0.105256	1.321639
1.35	0.147419	0.490864	0.105801	1.326794
1.40	0.150510	0.495026	0.106313	1.331631
1.45	0.153535	0.499001	0.106798	1.336181
1.50	0.156496	0.502804	0.107260	1.340473
1.55	0.159397	0.506446	0.107702	1.344530
1.60	0.162241	0.509940	0.108129	1.348373
1.65	0.165031	0.513293	0.108543	1.352022
1.70	0.167769	0.516517	0.108948	1.355494
1.75	0.170457	0.519619	0.109346	1.358805
1.80	0.173099	0.522606	0.109738	1.361966
1.85	0.175696	0.525487	0.110127	1.364992
1.90	0.178250	0.528266	0.110514	1.367893
1.95	0.180762	0.530951	0.110901	1.370678
2.00	0.183236	0.533546	0.111290	1.373358

z	$f(z)$	$g(z)$	$F(z)$	$G(z)$
2.05	0.185672	0.536057	0.111680	1.375939
2.10	0.188071	0.538488	0.112074	1.378430
2.15	0.190436	0.540843	0.112472	1.380837
2.20	0.192768	0.543127	0.112874	1.383165
2.25	0.195068	0.545343	0.113282	1.385422
2.30	0.197337	0.547495	0.113696	1.387610
2.35	0.199576	0.549585	0.114116	1.389736
2.40	0.201786	0.551617	0.114543	1.391804
2.45	0.203970	0.553594	0.114977	1.393816
2.50	0.206126	0.555518	0.115418	1.395778
2.55	0.208257	0.557391	0.115867	1.397691
2.60	0.210363	0.559217	0.116324	1.399559
2.65	0.212446	0.560996	0.116788	1.401385
2.70	0.214505	0.562732	0.117260	1.403172
2.75	0.216542	0.564425	0.117740	1.404921
2.80	0.218557	0.566079	0.118227	1.406634
2.85	0.220551	0.567693	0.118723	1.408315
2.90	0.222525	0.569271	0.119226	1.409964
2.95	0.224480	0.570814	0.119737	1.411583
3.00	0.226415	0.572322	0.120256	1.413174
3.05	0.228332	0.573798	0.120783	1.414738
3.10	0.230231	0.575242	0.121317	1.416278
3.15	0.232112	0.576656	0.121858	1.417793
3.20	0.233977	0.578041	0.122407	1.419285
3.25	0.235825	0.579398	0.122962	1.420755
3.30	0.237657	0.580728	0.123525	1.422205
3.35	0.239473	0.582032	0.124095	1.423635
3.40	0.241274	0.583311	0.124671	1.425046
3.45	0.243061	0.584566	0.125253	1.426439
3.50	0.244833	0.585798	0.125842	1.427814
3.55	0.246591	0.587007	0.126437	1.429173
3.60	0.248336	0.588194	0.127039	1.430516
3.65	0.250067	0.589360	0.127646	1.431844
3.70	0.251785	0.590506	0.128258	1.433157
3.75	0.253491	0.591632	0.128876	1.434457
3.80	0.255184	0.592739	0.129500	1.435742
3.85	0.256866	0.593827	0.130128	1.437015
3.90	0.258535	0.594898	0.130762	1.438274
3.95	0.260193	0.595951	0.131400	1.439522
4.00	0.261840	0.596988	0.132043	1.440758

z	$f(z)$	$g(z)$	$F(z)$	$G(z)$
4.10	0.265100	0.599012	0.133342	1.443197
4.20	0.268319	0.600975	0.134657	1.445592
4.30	0.271497	0.602881	0.135988	1.447948
4.40	0.274637	0.604731	0.137332	1.450266
4.50	0.277740	0.606530	0.138689	1.452548
4.60	0.280807	0.608280	0.140057	1.454797
4.70	0.283840	0.609984	0.141435	1.457013
4.80	0.286840	0.611643	0.142822	1.459198
4.90	0.289808	0.613261	0.144218	1.461354
5.00	0.292745	0.614839	0.145620	1.463482
5.10	0.295653	0.616379	0.147028	1.465583
5.20	0.298532	0.617883	0.148441	1.467658
5.30	0.301384	0.619352	0.149859	1.469708
5.40	0.304208	0.620789	0.151279	1.471734
5.50	0.307007	0.622194	0.152702	1.473736
5.60	0.309781	0.623570	0.154126	1.475716
5.70	0.312530	0.624916	0.155551	1.477674
5.80	0.315256	0.626235	0.156976	1.479610
5.90	0.317958	0.627527	0.158400	1.481525
6.00	0.320638	0.628794	0.159823	1.483420
6.10	0.323297	0.630037	0.161244	1.485295
6.20	0.325934	0.631256	0.162662	1.487151
6.30	0.328551	0.632452	0.164078	1.488988
6.40	0.331147	0.633627	0.165489	1.490807
6.50	0.333724	0.634781	0.166896	1.492607
6.60	0.336282	0.635915	0.168299	1.494390
6.70	0.338821	0.637030	0.169696	1.496155
6.80	0.341342	0.638125	0.171088	1.497903
6.90	0.343845	0.639203	0.172473	1.499634
7.00	0.346331	0.640263	0.173853	1.501349
7.10	0.348799	0.641306	0.175225	1.503047
7.20	0.351251	0.642333	0.176590	1.504730
7.30	0.353687	0.643344	0.177948	1.506397
7.40	0.356107	0.644340	0.179297	1.508049
7.50	0.358510	0.645321	0.180639	1.509685
7.60	0.360899	0.646287	0.181972	1.511306
7.70	0.363273	0.647239	0.183296	1.512913
7.80	0.365631	0.648178	0.184612	1.514505
7.90	0.367976	0.649104	0.185918	1.516083
8.00	0.370306	0.650017	0.187215	1.517646

表 2-2

z	$f(z)$	$g(z)$	$F(z)$	$G(z)$
8.10	0.372622	0.650918	0.188502	1.519196
8.20	0.374924	0.651806	0.189779	1.520731
8.30	0.377213	0.652688	0.191046	1.522253
8.40	0.379488	0.653548	0.192303	1.523762
8.50	0.381751	0.654402	0.193550	1.525257
8.60	0.384001	0.655246	0.194786	1.526739
8.70	0.386238	0.656079	0.196011	1.528208
8.80	0.388462	0.656902	0.197226	1.529665
8.90	0.390675	0.657714	0.198430	1.531109
9.00	0.392875	0.658517	0.199622	1.532540
9.10	0.395064	0.659311	0.200804	1.533959
9.20	0.397241	0.660095	0.201974	1.535365
9.30	0.399406	0.660870	0.203133	1.536760
9.40	0.401560	0.661636	0.204280	1.538143
9.50	0.403703	0.662394	0.205416	1.539514
9.60	0.405835	0.663143	0.206540	1.540873
9.70	0.407955	0.663884	0.207653	1.542220
9.80	0.410066	0.664617	0.208753	1.543556
9.90	0.412165	0.665342	0.209843	1.544881
10.00	0.414254	0.666060	0.210920	1.546195

2.6.2 実施例との比較

ここに展開した鋼床版の最小重量設計の解式のなかで、最も重要であり、全体の基本をなしているのは縦、横のリブの曲げモーメントの算式である。曲げモーメントの算定にはH. Homberg の格子理論を応用したが、その際に 2、3 の近似的な取り扱いを行なっている。もし、この計算法の精度が悪く、構造系に忠実な解法との間に大きな差のある場合には全く意味をなさないことにする。

本解法で設計曲げモーメントの精度が問題になるのは、縦リブのスパン中央部および横リブに関する場合である。

近似的な取り扱いの主な内容はつぎのようである。

- ① 縦リブのスパン中央部の曲げモーメント式で、縦リブによる荷重分配を係数 α で表わしているが、簡単のために、相隣る支点(横リブ)に対する影響のみを考慮している。
- ② 縦リブ、横リブともに、設計曲げモーメントは、交叉剛比 $Z(n)$ の関数であり、したがって厳密には整数 n に関する級数解として与えられるが、近似的に $n = 1$ の場合を解としている。
- ③ 輪荷重の配置は実際には、車線幅を考慮して行なうべきであるが、ここでは、計算の単純化と安全側の結果が得られるという理由から、横断方向に乗りうるだけ載荷しており、また前輪荷重の影響を無視している。
- ④ デッキプレートによる荷重分配は、係数 β で考慮しているが、B型断面の場合には、輪荷重がすべて、直下の 1 本のリブに作用するものと仮定している。また、リブの振り剛性による影響は無視している。
- ⑤ 格子理論を適用するにあたり、簡単のために、有限の横リブ数に着目している。

これらはいずれも実用的見地から簡易化を計ったものであるが、一応ここで誘導した式の実用性を検討するために、他の方法によつて設計された 2、3 の実施例について、比較を試みることにする。

なお、その場合、ここではモーメント計算式の精度を検討することが主眼であるので、実際に採用された断面諸元をそのまま用いて、曲げモーメントの値を比較するととどめ、実施例に関する最小重量設計には触れないことにする。

比較の結果を表 2 - 3 に示す。

表 2 - 3 から明らかなように、他の解法との差異は比較的小さく、十分実用に供し得るものと判断される。本解法による値が、他の解法による場合よりも、おおむね大きくなっているのは、主として、輪荷重を車線数を無視して、最大限に載荷しているためと考えられる。

表 2 - 3

項目 場所	橋 長 L (m)	橋 幅 B (m)	橋 脚 間 隔 A (m)	橋 脚 間 隔 A (m)	橋 脚 間 隔 A (m)	橋 脚 間 隔 A (m)	橋 脚 間 隔 A (m)	橋 脚 間 隔 A (m)	橋 脚 間 隔 A (m)	橋 脚 間 隔 A (m)	橋 脚 間 隔 A (m)	橋 脚 間 隔 A (m)	橋 脚 間 隔 A (m)	橋 脚 間 隔 A (m)	橋 脚 間 隔 A (m)
加藤大橋	400	175	30	I	I	2468	17146	W. Pelican M.E.S. Long	233	1206	250	1230	107	102	
城ヶ島大橋	480	125	32	I	I	2351	28440	H. Bombard	211	1031	236	1153	112	112	
新大橋	576	225	32	I	I	2885	76691	W. Pelican M.E.S. Long	332	2003	350	2400	105	120	
香里大橋	1050	1695	32	I	I	2478	213940	"	285	1775	337	1720	118	099	
新大橋	375	240	60	U	I	6307	37800	"	500		517		103		
日本大橋	420	300	60	U	I	8720	54900	"	786	1912	750	2070	096	107	

2.6.3 計算例

つぎに、具体的な数値計算の一例として、縦リブのスパン中央曲げモーメントに着目する場合について示す。

設計条件

- リブの断面形状

縦リブ (C型) 横リブ (C型)

- 横リブスパン

$$l = 400 \text{ cm}$$

- 縦リブ間隔

$$\lambda = 30 \text{ cm}$$

- 輪荷重

$$P = 13440 \text{ Kg} \cdots \cdots \cdots \{ 8000 \times (1 + i) \times 1.2 \}$$

i : 衝撃係数 0.4

1.2 : 荷重の割増し 20 %

- 死荷重

$$\text{縦リブ } q_L = 0.029 \text{ Kg/cm} \quad \text{横リブ } q_Q = 0.032 \text{ Kg/cm}$$

- ボツキフレート

$$t_0 = 1.2 \text{ cm}$$

- リブ腹板

$$\text{縦リブ, } ts_L = 0.8 \text{ cm} \quad \text{横リブ, } ts_Q = 0.8 \text{ cm}$$

- リブドフランジの許容応力度

$$\text{縦リブ } \sigma_{uL} = 1900 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{横リブ } \sigma_{uL} = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

- 係数（図2-10、表2-1参照）

$$\alpha = 0.6$$

$$\beta = 0.665$$

$$f(u) = 1.903$$

$$g(u) = 0.4063$$

- デッキフレートの有効幅，道路橋設計示方書による。

計算の手順は，未知量である横リブ間隔 a および縦，横リブの断面二次モーメントの比 I_L/I_Q を仮定し，これらの値が一定値に収斂するまで計算を繰返す。その場合，計算量をできるだけ少なくするために，多くの数値計算から得た経験的な手法ではあるが，繰返し計算の過程で一つの段階からつぎの段階に移る際に，以下の方法を用いると有効である。

いま，第 j 回目の仮定値を a_j ， I_{Lj}/I_{Qj} とし，これより求まるより改善された値を \tilde{a}_j ， $\tilde{I}_{Lj}/\tilde{I}_{Qj}$ とすると，第 $j+1$ 回目の仮定値として，つぎの値を採用するものである。

$$a_{j+1} = a_j + 0.8(\tilde{a}_j - a_j)$$

$$\frac{I_{L,j+1}}{I_{Q,j+1}} = \frac{I_{Lj}}{I_{Qj}} + 1.7 \left(\frac{\tilde{I}_{Lj}}{\tilde{I}_{Qj}} - \frac{I_{Lj}}{I_{Qj}} \right)$$

これは，最終値に対して，ほぼ一定の比率で a は振動しながら， I_L/I_Q はなめらかに，収斂する傾向を利用したものである。

また， a は収斂が早く， I_L/I_Q は比較的遅いことから，まず仮定値に対して， a のみを求め，次回から a および I_L/I_Q の両者を同時に計算するのがよい。

$$a_1 = 150 \text{ cm (初回仮定値)}, \quad I_{L1}/I_{Q1} = 0.0500 \text{ (初回仮定値)}$$

$$Z_1 = 0.0616 \times \left(\frac{400}{150} \right)^3 \times \frac{400}{30} \times 0.0500 = 0.780$$

表2-2より

$$f(Z_1) = 0.1059, \quad g(Z_1) = 0.4233, \quad F(Z_1) = 0.09563, \quad G(Z_1) = 1.2360$$

$$m_{L1} = 0.171 \times 0.665 + 2 \times 0.6 \times 1.903 \times 0.1059 \times \frac{30}{400} + \frac{30 \times 150 \times 0.029}{24 \times 13440}$$

$$= 0.1324$$

$$m_{Q1} = 0.4063 - \frac{2}{3.14^2} \times 1.903 \times 0.4233 + \frac{400 \times 150 \times 0.032}{8 \times 13440}$$

$$= 0.2607$$

$$\tilde{m}_{L1} = 0.171 \times 0.665 - 2 \times 0.6 \times 1.903 \times 0.0953 \times \frac{30}{400} + \frac{30 \times 150 \times 0.029}{12 \times 13440}$$

$$= 0.0982$$

$$\tilde{m}_{Q1} = 0.4063 - \frac{1}{3.14} \times 1.903 \times 1.236 - \frac{400 \times 150 \times 0.032}{16 \times 13440}$$

$$= 0.1762$$

$$\mu = \frac{1900 \times 0.8}{1400 \times 0.8} = 1.36$$

ただしここでは $\phi = 1$ とする

$$\tilde{a}_1 = \sqrt[3]{4 \times 1.36 \times \frac{0.1324 \times 0.1762^2}{0.2607 \times 0.0982^2} \times 30^2 \times 400} = 147$$

$$a_2 = 150 + 0.8(147 - 150) = 147.6$$

$$a_2 = 147.6 \text{ (第2回仮定値)}, \quad \frac{I_{L2}}{I_{Q2}} = 0.0500 \text{ (第2回仮定値)}$$

$$z_2 = 0.0616 \times \left(\frac{400}{147.6} \right)^3 \times \frac{400}{30} \times 0.0500$$

表 2-2 より

$$f(z_2) = 0.1090 \quad g(z_2) = 0.4295 \quad F(z_2) = 0.09675 \quad G(z_2) = 1.246$$

$$m_{L2} = 0.171 \times 0.665 + 2 \times 0.6 \times 1.903 \times 0.1090 \times \frac{30}{400} + \frac{30 \times 147.6 \times 0.029}{24 \times 13340}$$

$$= 0.1329$$

$$m_{Q2} = 0.4063 - \frac{2}{3.14^2} \times 1.903 \times 0.4295 + \frac{400 \times 147.6 \times 0.032}{8 \times 13340}$$

$$= 0.2578$$

$$\tilde{m}_{L2} = 0.171 \times 0.665 + 2 \times 0.6 \times 1.903 \times 0.09675 \times \frac{30}{40} + \frac{30 \times 147.6 \times 0.029}{12 \times 13440}$$

$$= 0.0979$$

$$\tilde{m}_{Q2} = 0.4063 - \frac{1}{3.14^2} \times 1.903 \times 1.246 + \frac{400 \times 147.6 \times 0.032}{16 \times 13440}$$

$$= 0.1741$$

$$M_{L2} = 0.1329 \times 147.6 \times 13440 = 264000$$

$$M_{Q2} = 0.2578 \times 400 \times 13440 = 1386000$$

$$S_{L2} = \frac{264000}{1900 \times 0.8} = 173.7$$

$$S_{Q2} = \frac{138600}{1400 \times 0.8} = 1238$$

$$T_{L2} = \frac{264000 \times 0.8}{1900} = 10.52$$

$$T_{Q2} = \frac{138600 \times 0.8}{1400} = 28.10$$

ただし、ここでは $\psi=1$ とする

$$\frac{\tilde{T}_{L2}}{\tilde{T}_{Q2}} = \frac{173.7 - 10.52}{1238 \times 28.10} = 0.0525$$

$$\frac{I_{L3}}{I_{Q3}} = 0.0500 + 1.7(0.0525 - 0.0500) = 0.0543$$

$$\tilde{a}_2 = \sqrt[3]{4 \times 1.36 \times \frac{0.1329 \times 0.1741^2}{0.2578 \times 0.0979^2} \times 30^2 \times 400} = 147.0$$

$$a_3 = 147.6 + 0.8(147 - 147.6) = 147.1$$

$$a_3 = 147.1 \text{ (第3回仮定値)}, \quad I_{L3} / I_{Q3} = 0.05425 \text{ (第3回仮定値)}$$

$$Z_3 = 0.0616 \left(\frac{400}{147.1} \right)^3 \times \frac{400}{30} \times 0.05425 = 0.896$$

表2-2より

$$f(z_3) = 0.1155 \quad g(z_3) = 0.4411 \quad F(z_3) = 0.09873 \quad G(z) = 1.263$$

$$m_{L3} = 0.171 \times 0.665 + 2 \times 0.6 \times 1.903 \times 0.1155 \times \frac{30}{400} + \frac{30 \times 147.1 \times 0.029}{8 \times 13440}$$

$$= 0.1340$$

$$m_{Q3} = 0.4063 - \frac{2}{3.14} \times 1.903 \times 0.4411 + \frac{400 \times 147.1 \times 0.032}{8 \times 13440}$$

$$0.2533$$

$$\tilde{m}_{L3} = 0.171 \times 0.665 - 2 \times 0.6 \times 1.903 \times 0.09873 \times \frac{30}{400} + \frac{30 \times 147.1 \times 0.029}{12 \times 13440}$$

$$= 0.09770$$

$$\tilde{m}_{Q3} = 0.4063 - \frac{1}{3.14^2} \times 1.903 \times 1.263 + \frac{400 \times 147.1 \times 0.032}{16 \times 13440}$$

$$0.1711$$

$$M_{L3} = 0.1340 \times 147.1 \times 13440 = 265\,000$$

$$M_{Q3} = 0.2533 \times 400 \times 13440 = 1362000$$

$$S_{L3} = \frac{265000}{1900 \times 0.8} = 174.0$$

$$S_{Q3} = \frac{1362000}{1400 \times 0.8} = 1216$$

$$T_{L3} = \sqrt{\frac{265000 \times 0.8}{1900}} = 10.55$$

$$T_{Q3} = \sqrt{\frac{1362000 \times 0.8}{1400}} = 27.85$$

$$\frac{\tilde{I}_{L3}}{\tilde{I}_{Q4}} = \frac{174.0 \times 10.55}{1216 \times 27.85} = 0.0542$$

$$\frac{I_{L3}}{I_{Q4}} = 0.05425 + 1.7 (0.0542 - 0.05425) = 0.0542$$

$$\tilde{a}_3 = \sqrt[3]{4 \times 1.36 \times \frac{0.134 \times 0.1711^2}{2533 \times 0.0977^2} \times 30^2 \times 400} = 146.9$$

$$a_4 = 147.1 + 0.8 (146.9 - 147.1) = 147$$

以上 3 回の計算により

$$a^* = 147 \quad \frac{I_{L^*}}{I_{Q^*}} = 0.0542$$

が求められた。これらの値は第 3 回目の仮定値と比較して、その差は 1 % 以内にあり、ほぼ所要の解が得られたとみなすことができる。ただし、この計算例では、近似的に、 $\phi = 1$ 、 $\psi = 1$ としているので、精密計算による場合と若干異なっているが、数%の誤差に過ぎない。

つぎに、これらの計算結果をもとに、最小重量を与えるリブ断面を計算すればよい。

$$M_{L^*} = 265 \times 10^3 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

$$M_{Q^*} = 1362 \times 10^3 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

$$F_{OL} = 1.2 \times 30 = 36 \text{ cm}$$

$$F_{OQ^*} = 1.2 \times \left(1.1 - \frac{147}{400}\right) \times 147 = 129 \text{ cm} \quad (\text{道路橋設計示方書参照})$$

縦リブ断面

F_{sL}^*

$$F_{sL} = \sqrt{\frac{3 \times 265000 \times 0.8}{2 \times 1900}} = 12.9 \text{ cm}$$

$$F_{sL}^* = \sqrt{\frac{6 \times 265000 \times 0.8 \times (2 \times 36.0 + 12.9)}{1900 \times (8 \times 36.0 + 3 \times 12.9)}} = 13.2 \text{ cm}$$

h_L^*

$$h_L^* = \frac{13.2}{0.8} = 16.5 \text{ cm}$$

F_{uL}^*

$$F_{uQ}^* = \frac{3 \times 265000 (2 \times 36 + 13.2)}{2 \times 1900 \times 16.5 (3 \times 36 + 13.2)} - \frac{13.2 (4 \times 36 + 13.2)}{4 (3 \times 36 + 13.2)} = 4.6 \text{ cm}$$

横リブ断面

F_{sQ}^*

$$F_{sQ} = \sqrt{\frac{3 \times 1362000 \times 0.8}{2 \times 1400}} = 34.2 \text{ cm}$$

$$F_{sQ}^* = \sqrt{\frac{6 \times 1362000 \times 0.8 (2 \times 129 + 34.2)}{1400 (8 \times 129 + 3 \times 34.2)}}$$

h_{sQ}^*

$$h_{sQ}^* = \frac{34.6}{0.8} = 43.3 \text{ cm}$$

F_{uQ}^*

$$F_{uQ}^* = \frac{3 \times 1362000 (2 \times 129 + 34.2)}{2 \times 1400 \times 43.3 (3 \times 129 + 34.2)} - \frac{34.2 (4 \times 129 + 34.2)}{4 (3 \times 129 + 34.2)} = 12.2 \text{ cm}$$

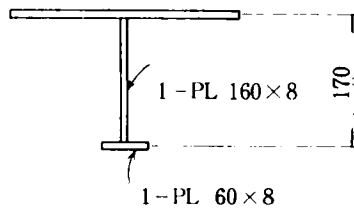
以上で最小重量となるリブ断面が求められたが、これをもとに、実際のなリブ断面を決定すると、たとえばつぎのようになる。(図2-11参照)

縦リブ、(SM50)

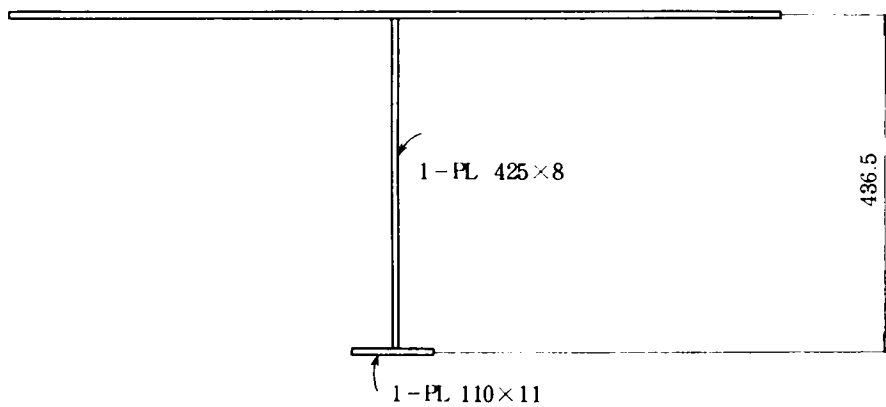
腹板	1-PL	160×8
下フランジ	1-PL	60×8

横リブ (SS41)

腹板	1-PL	425×8
下フランジ	1-PL	110×11



(a) 縦リブ



(b) 横リブ

図2-11

ところで、この計算では、リブの下縁の応力度に着目して、最小重量設計を行なっているの、参考までにリブの上縁応力度を求めている。

縦リブ

$$W_{OL} = \frac{16.5}{6(13.2 + 2 \times 4.6)} \{ 4 \times 4.6(3 \times 36.0 + 13.2) + 13.2(4 \times 36 + 13.2) \}$$

$$529 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{OL} = \frac{265000}{529} = 501 \text{ Kg/cm}^2$$

横リブ

$$W_{oQ} = \frac{43.3}{6(34.6 + 2 \times 12.2)} \{ 4 \times 12.2(3 \times 129 + 34.6) + 34.6(4 \times 129 + 34.6) \}$$

$$= 4840 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{oQ} = \frac{1362000}{4840}$$

$$= 292 \text{ Kg/cm}^2$$

なお、せん断応力について、近似的に値を求めるとつぎのようである。(2-12 参照)

縦リブ

$$T_L = \frac{Q}{F_{sL}} = \frac{\beta P}{2F_{sL}} = \frac{0.665 \times 13440}{2 \times 13.2} = 338 \text{ Kg/cm}^2$$

横リブ

$$T_Q = \frac{Q}{F_{sQ}} = \frac{1.31 P}{F_{sQ}} = \frac{1.31 \times 13440}{34.6} = 509 \text{ Kg/cm}^2$$

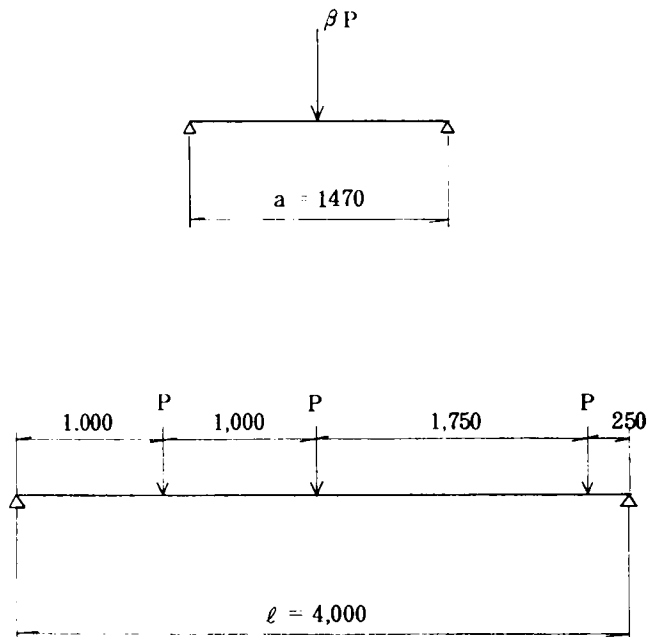


図 2-12

2.6.4 二・三の実際的なケースに対する図表の作成

実際設計の便宜を図るため、二・三の代表的なケースをとりあげ、前述の最小重量設計法による計算を実施し、その結果を図表にまとめた。この図表によれば、鋼床板の複雑な計算を省略してただちに断面決定を行なうことができる。

(1) 計算の内容と範囲

実際設計に使用されている鋼床板の構造は、ごく特殊なものを除けば種類は限られており、したがって、二・三の形式に類別化することが可能である。

一般に使用されている構造は、主桁の腹板を支点とする横リブと、橋軸方向に走る縦リブから構成されるもので、縦リブの形状により若干の種類に分けられる。主桁の腹板数が多い場合には横リブは連続桁となるが、通常の設計では、腹板で単純支持される系として計算を簡単化しているので、ここでもそれに従うことにする。また、縦・横のリブのスパンおよび間隔については、実施例からそのとり得る範囲をつかむことができる。

つぎに、使用鋼種と、特に縦リブの許容応力度をどのように選ぶかによつて、二・三の組合せが出てくる。

鋼床板の材質としては、一般にテッキプレートと縦リブにはSM50材、横リブにはSS41材が最も多く使用されている。また、縦リブの許容応力度については、その材質の許容応力度、主桁応力と加算した場合の割り増しの関係および着目点による差などを考慮しなければならない。

これらの問題を整理すると表-4のようである。この中で、設計上支配的となるのは、主桁の曲げモーメントの正負にかかわらず縦リブのスパン中央断面であつて、一般にはこの点に着目してよいと考えられる。

表 2-4

主桁の応力分布 縦リブ下縁の許容応力度	主桁の設計曲げモーメントが正の領域		主桁の設計曲げモーメントが負の領域	
	縦リブのスパン中央部	縦リブの支点上部	縦リブのスパン中央部	横リブの支点上部
SS41	$\sigma_{HOR} : \sigma_{HO} = 2000$ $\sigma_{Ru} = 1400$	$\sigma_{ROa} = 1400$ $\sigma_{HOR} : \sigma_{Hu} = 2000$	$\sigma_{ROa} = 1400$ $\sigma_{HOR} : \sigma_{Hu} = 2000$	$\sigma_{HOR} : \sigma_{HO} = 2000$ $\sigma_{Ru} = 1400$
SM50	$\sigma_{HOR} : \sigma_{HO} = 2700$ $\sigma_{Ru} = 1900$	$\sigma_{ROa} = 1900$ $\sigma_{HOR} : \sigma_{Hu} = 2700$	$\sigma_{ROa} = 1900$ $\sigma_{HOR} : \sigma_{Hu} = 2700$	$\sigma_{HOR} : \sigma_{HO} = 2700$ $\sigma_{Ru} = 1900$
SM58	$\sigma_{HOR} : \sigma_{HO} = 3700$ $\sigma_{Ru} = 2600$	$\sigma_{ROa} = 2600$ $\sigma_{HOR} : \sigma_{Hu} = 3700$	$\sigma_{ROa} = 2600$ $\sigma_{HOR} : \sigma_{Hu} = 3700$	$\sigma_{HOR} : \sigma_{HO} = 3700$ $\sigma_{Ru} = 2600$

- 注 ① 一般に、縦リブの支点曲げモーメントに対し、スパン中央曲げモーメントの方が著しく大きく、縦リブの断面決定は主桁曲げモーメントの正負にかかわらず、スパン中央曲げモーメントに着目して行なつてよい。
- ② 主桁の曲げモーメントが負の領域では、縦リブ下縁の応力度は、部材の許容応力度より小さく押えることが必要であり、通常、 $\sigma_{HoR} : 0.9\sigma_{RoA}$ 程度とみなして、 σ_{RuA} を考えればよい。

ただし、主桁の設計曲げモーメントが負になる領域では、縦リブの許容応力度の割り引きが必要になる。床版作用による縦リブ支点上の曲げモーメントは設計に用いる輪荷重の配置に関係するが、鋼道示の設計荷重に準ずる場合は一般に小さく、この位置で縦リブ断面が決定されることはまずないと考えられる。

以上の構造形式・材質および許容応力度などのとり方を検討して、計算は実際によく用いられるものとして四種類の場合を考え、表 2-5 に示す内容について実施した。なお、設計輪荷重としては、大型車輛の通行量が相当量考えられる場合に着目し、20%増の値を用いている。

表 2-5

項目	主桁の曲げモーメント	リブの曲げモーメント	l (mm)	s (mm)	P (kg)	M_1 (kg \cdot cm)	M_2 (kg \cdot cm)	t_{s1} (mm)	t_{s2} (mm)	α	β	σ_{11} (kg/cm 2)	σ_{12} (kg/cm 2)	θ (度)	
case 1	正	U	I	800~1000	60	13440	0029	0082	0.6	0.8	0.6	1.0	1900	1400	15
case 2	"	I	I	"	30	"	"	"	0.8	"	"	0.665	"	"	—
case 3	負	U	I	"	60	"	"	"	0.6	"	"	1.0	1000	"	15
case 4	"	I	I	"	30	"	"	"	0.8	"	"	0.665	"	"	—

注：主桁の曲げモーメントが負の領域に対しては σ_{11} を割引きしている。縦リブの設計曲げモーメントはいずれもスパン中央に算出する。

(2) 計算結果の整理

前述の実際上しばしば用いられる四つの場合について最小重量設計を実施し、その結果を整理して表 2-6 にまとめた。

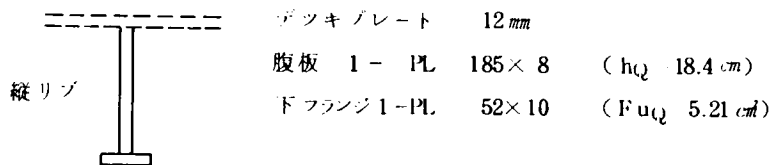
また、図 2-13~21 は大型車輛に対する荷重の割増しを行なわないで、他の条件を同一とした場合の計算結果をまとめたものである。これらの図表の値を読みとることにより、鋼床版を直ちに設計することができる。

たとえば、横リブスパンが 6 m で、縦リブの材質を SM50、横リブの材質を SS41 とし、リブの形状が各リブともに C 型の場合をとりあげると、表 2-6 よりつぎのようになる。

(a) 主桁の設計曲げモーメントが正の範囲

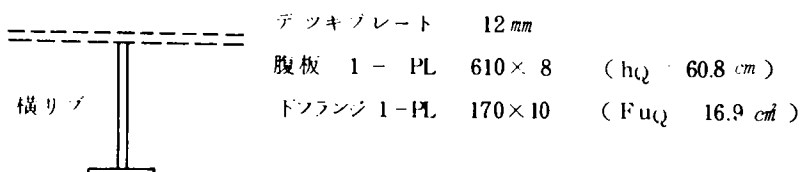
縦リブの間隔 30 cm (既知)

縦リブスパン 180 cm



横リブの間隔 180 cm

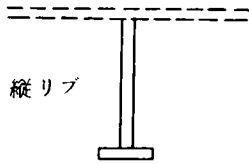
横リブスパン 600 cm (既知)



(b) 主桁の設計曲げモーメントが負の範囲

縦リブの間隔 30 cm (既知)

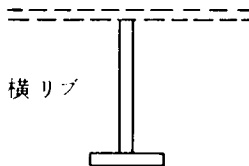
縦リブのスパン 158.3 ≒ 160 cm



デッキプレート 12 mm
腹板 1-PL 275×8 ($h_L = 27.45$ cm)
下フランジ 1-PL 80×10 ($Fu_L = 7.94$ cm)

横リブの間隔 160 cm

横リブのスパン 600 cm (既知)



デッキプレート 12 mm
腹板 1-PL 500×8 ($h_Q = 50.17$ cm)
下フランジ 1-PL 140×10 ($Fu_Q = 13.90$ cm)

このように断面を決定すれば各リブの下縁の応力はそれぞれ許容応力度にほとんど一致した値となり、また、上縁の応力度は設計曲げモーメントを用いて容易に計算することができる。ただし、この応力度はリブの中立軸がかなりデッキプレートに接近しているので一般に小さく問題にならない。

2.7 たわみ，座屈に対する検討

ここに述べた鋼床版の最小重量設計法では、計算を単純化するために、たわみや座屈に関する照査は求められた結果に対して、別途に計算することにして、制約条件から除外している。これらに対する若干の考察を以下に述べる。

2.7.1 たわみ

代表例として数値計算結果をまとめた表 2-6 の中から case 2, $\ell = 10.0$ m の最小重量設計解に対して近似的に検討を加える。

縦リブ

$$a = 246 \text{ cm}, F_{oL} = 36.0 \text{ cm}, F_{sL} = 17.0 \text{ cm}, Fu_L = 6.2 \text{ cm}, h_L = 21.8 \text{ cm}$$

式(2-14)から

$$I_L = \frac{21.8^2 \{ 4 \times 6.2 (3 \times 36.0 + 17.0) + 17.0 (4 \times 36.0 + 17.0) \}}{12 (36.0 + 17.0 + 6.2)} \div 3890 \text{ cm}^4$$

簡単のため、縦リブは横リブで単純支持されるとみなし、また、デッキプレートによる荷重分配を無視する。また、衝撃による影響は除外する。

$$\begin{aligned} \delta_L &= \frac{Pa^3}{48EI_L} \cdot \frac{1}{(1+i)} \\ &= \frac{13440 \times 246^3}{48 \times 2100000 \times 3890} \cdot \frac{1}{(1+0.4)} = 0.365 \text{ cm} \div \frac{a}{675} \end{aligned}$$

横リブ

$$\ell = 1000 \text{ cm}, F_{oQ} = 252 \text{ cm}, F_{sQ} = 80.6 \text{ cm}, F_{uQ} = 28.2 \text{ cm}, h_Q = 101 \text{ cm}$$

式(2-14)から

$$I_Q = \frac{101^2 \{ 4 \times 28.2 (3 \times 252 + 80.6) + 80.6 (4 \times 252 + 80.6) \}}{12 (252 + 80.6 + 28.2)} = 427000 \text{ cm}^4$$

横リブのたわみは、曲げモーメントを用いて次式により近似的に計算する。

$$\delta_Q = \frac{5M\ell^2}{48EI_Q} \cdot \frac{1}{(1+i)}$$

$$M_Q = 7\,320\,000 \text{ Kg-cm}$$

$$\delta_Q = \frac{5 \times 7.320.000 \times 1000^2}{48 \times 2100000 \times 427000 \times 1.4} = 0.607 \text{ cm} = \frac{\ell}{1650}$$

2.7.2 座屈

鋼床版の安定問題としては、局部座屈と全体座屈が考えられる。前者については、鋼床版を構成する各部材の厚さおよび縦リブ間隔を設定する際に考慮すればよく、最小重量設計からきり離して考えることができる。また後者については、リブ付き版全体の座屈に対する安全性を検討する必要があるが、鋼道示案の規定に準じる方法、あるいは、直交異方性板とみなす方法により検討を行なった結果、安全であり、曲げモーメントに着目した最小重量設計値をそのまま実用することができると考えられる。

2.8 結 語

鋼床版の設計上の諸問題については、多くの研究がなされ解析法もほぼ明らかとなり、計算の自動化も進められている。しかしながら、実際の設計過程について言えば、合理的な目標を設定し、これに対して最適解を追求するという段階にはなお至っていないように思われる。

鋼床版桁橋の計画に際しては、単に経験的に、部材配置を定め、その断面を仮定するのではなく、このような観点に立つ解を容易に見出し、これを適用することが極めて重要なことと考えられる。

第2章では、このような主旨に基づき、鋼床版に関する最小重量設計の問題をとりあげ実用的な一解法を提案した。この研究の成果を列記すると以下のようである。

- (1) 鋼床版の最小重量設計については、従来 E. Giemcke の研究が報告されているが、その概要に触れると共に、実用上の問題点について考察を加えた。
- (2) 著者は実際設計における適用の便を考え、計算を系統化し、かつ容易にするために、鋼床版の解析法として、荷重分配横桁が無数に多くある場合の桁子桁に関する、H. Homberg の基礎解から出発し、工学的見地から検討を加えて、鋼床版についての一解法を提示するとともに、逐次近似法による最小重量設計の一解法を示した。

- (3) この解法では、鋼道路橋の設計示方書にもとづき、デッキプレート¹⁾の厚さ、縦リブの間隔および各リブの腹板厚さを既知量として与え、実用されているリブ形式と主桁間隔に対して、縦・横のリブの鋼重が最小となる条件のもとに、縦リブスパンおよび各リブの断面を求める形で、逐次近似計算の方法を明らかにした。
- (4) 逐次近似計算の要領は、縦リブスパンおよび縦・横のリブの断面二次モーメント比を仮定し、最小重量を条件として逐次これら二つの量の精度を高めていくものであるが、通常数回の繰返し計算により、所要の解が得られることを確認した。各リブの断面は、この計算がすんだのち、ただ一回の計算により決定することができる。
- (5) 提案した最小重量設計に関する解法について数値計算を行ない、その中で、適用上の便を考え本解法に必要な諸係数について、あらかじめ、図表によつて、与えることのできるものを整理し、その数値を示すとともに、計算例を加えて適用法を明らかにした。また、実際設計の便を図るため、実用の範囲を想定し、多数の計算を実行することにより、図表からただちに最小重量設計の解を求めることができるように、設計資料も整備した。
- (6) 鋼床版の設計の基礎となる、曲げモーメント算定式の精度を明らかにするため、代表的な他の解法による値との比較を行ない、両者が良好な一致をみることを確認した。したがつて、本研究において提示した鋼床版の設計曲げモーメント式は、最小重量設計を行なわない場合においても有用と考えられる。

以上が本章で得られた主な成果であるが、計算に必要な諸係数を図表に与えたことにより、計算は単純かつ容易であり、十分実用に供しうるものと考えられる。また、実用範囲に対する資料を活用すれば、鋼床版の計画設計時には、計算を省略し直ちに必要なリブ配置、断面を決定することも可能と思われる。

表 2-6

項目	径 (mm)							項目	径 (mm)							項目	径 (mm)							単位重量
	300	400	500	600	800	1000	case 1		300	400	500	600	800	1000	case 1		300	400	500	600	800	1000		
* a (mm)	case 1	169.9	192.8	213.4	237.1	284.3	327.4	case 1	16.73	17.98	19.05	20.15	22.15	23.81	case 1	10.89	13.53	16.10	19.14	25.71	32.28			
	2	130.2	146.7	162.4	179.7	213.8	245.9	2	15.22	16.40	17.41	18.43	20.25	21.75	2	9.945	12.15	14.34	16.91	22.47	28.17			
	3	135.3	154.8	173.2	192.8	230.4	264.4	3	23.06	25.28	27.06	28.85	31.92	34.21	3	8.950	10.09	12.91	15.20	20.18	25.30			
	4	109.2	126.4	142.1	158.3	189.0	216.5	4	21.65	23.88	25.65	27.45	30.54	32.74	4	8.265	10.05	11.88	13.90	18.23	22.87			
* b (mm)	case 1	0.1213	0.07599	0.05272	0.03632	0.02014	0.01260	case 1	10.39	11.17	11.83	12.52	13.76	14.79	case 1	28.02	30.14	31.94	33.82	37.22	40.03			
	2	0.07351	0.04927	0.03548	0.02555	0.01439	0.009035	2	12.18	13.12	13.93	14.75	16.20	17.40	2	16.44	17.73	18.84	19.96	21.96	23.60			
	3	0.5038	0.3590	0.2589	0.1901	0.1894	0.06774	3	14.32	15.70	16.81	17.92	19.83	21.25	3	38.76	42.53	45.58	48.64	53.90	57.84			
	4	0.3263	0.2358	0.1738	0.1312	0.07870	0.04903	4	17.32	19.10	20.52	21.96	24.43	26.19	4	23.49	25.95	27.91	29.90	33.32	35.77			
* c (mm)	case 1	0.2052	0.2786	0.3479	0.3681	0.3694	0.3685	case 1	7.232	7.796	8.278	8.780	9.693	10.45	case 1	42.18	52.50	62.47	74.25	99.57	124.8			
	2	0.5541	0.8202	1.062	1.172	1.235	1.249	2	4.264	4.609	4.909	5.210	5.753	6.203	2	35.58	47.16	55.63	65.49	86.95	108.8			
	3	1.699	2.526	3.191	3.529	3.762	3.764	3	10.11	11.13	11.96	12.80	14.25	15.33	3	34.82	42.44	50.27	59.14	78.22	98.13			
	4	4.174	6.133	7.776	8.809	9.791	9.887	4	6.173	6.847	7.387	7.940	8.894	9.583	4	32.15	39.11	46.21	54.03	70.77	88.62			
* d (mm)	case 1	4.266	4.919	5.509	6.156	7.414	8.539	case 1	39.11	48.71	57.99	68.89	92.33	115.7	case 1	56.14	60.81	64.78	68.83	76.18	82.31			
	2	2.262	2.619	2.948	3.296	3.966	4.561	2	35.79	43.76	51.62	60.79	80.60	100.8	2	66.28	71.61	76.18	80.85	89.37	96.49			
	3	4.221	5.054	5.779	6.551	7.984	9.144	3	32.34	39.43	46.70	54.93	72.61	91.05	3	70.91	77.17	82.42	87.73	97.17	104.8			
	4	2.379	2.882	3.315	3.785	4.658	5.336	4	29.86	36.32	42.91	50.17	65.68	82.18	4	84.60	92.18	98.56	105.0	116.6	125.7			
* e (mm)	case 1	11.07	17.19	24.37	34.36	61.63	96.66	case 1	31.29	38.97	46.39	55.11	73.86	92.56	case 1	150.3	155.0	159.0	163.0	170.4	176.5			
	2	9.275	13.87	19.30	26.74	46.91	73.22	2	28.63	35.00	41.29	48.63	64.48	80.62	2	160.5	165.8	170.4	175.1	181.2	190.7			
	3	7.596	11.30	15.85	21.92	38.24	60.08	3	25.87	31.54	37.36	43.95	58.09	72.84	3	165.1	171.4	176.6	181.9	191.4	199.0			
	4	6.472	9.582	13.37	18.27	31.26	48.85	4	23.89	29.06	34.33	40.14	52.54	65.75	4	178.8	186.4	192.8	199.2	210.8	219.9			

W: 鋼床版の單位重量

*: 合断、ノ断面の単位重量、

$$F_L^*, F_{SL}^*, F_{UL}^*, F_Q^*, F_{SQ}^*, F_{UQ}^*,$$

第 2 章 の 参 考 文 献

- 1) W. Cornelius ; Die Berechnung der ebenen Flachen Tragwerke mit Hilfe der Theorie der orthogonal-anisotropen Platte. Der Stahlbau, 21 Jahrgang, Heft 2, 3, 4 1952
- 2) H. Homberg ; Kreuzwerke, Statik der Trägerroste und Platten, Forschungshefte aus den Deb. und Stahlbau, Heft 8, 1951
- 3) E. Giencke ; Die Grundgleichungen für die orthotrope Platte mit exzentrischen Steifen, Der Stahlbau, 24 Jahrgang, Heft 6, 1955
- 4) W. Pelikan und M. Esslinger ; Die Stahlfahrbahn. Berechnung und Konstruktion MAN, Forschungsheft Nr. 7, 1957
- 5) E. Giencke ; Die Brechnung von durchlaufenden Fahrbahnplatte π Der Stahlbau, 27 Jahrgang Heft 9, 11, 12, 1958
- 6) H. Homberg und J. Weinmeister ; Einflussflächen für Kreuzwerke, Freiaufliegende und über merere Öffnungen durchlaufende System, 1956
- 7) G. Fischer ; Die Berechnung der Stahlfahrbahntafel der Bürgermeister-Smidt-Brücke in Bremen, Der Stahlbau 21 Jahrgang, Heft 11, 12, 1952.
- 8) E. Giencke ; Zur Optimalen Auslegung von Fahrbahn-platten, Der Stahlbau 1960, 6

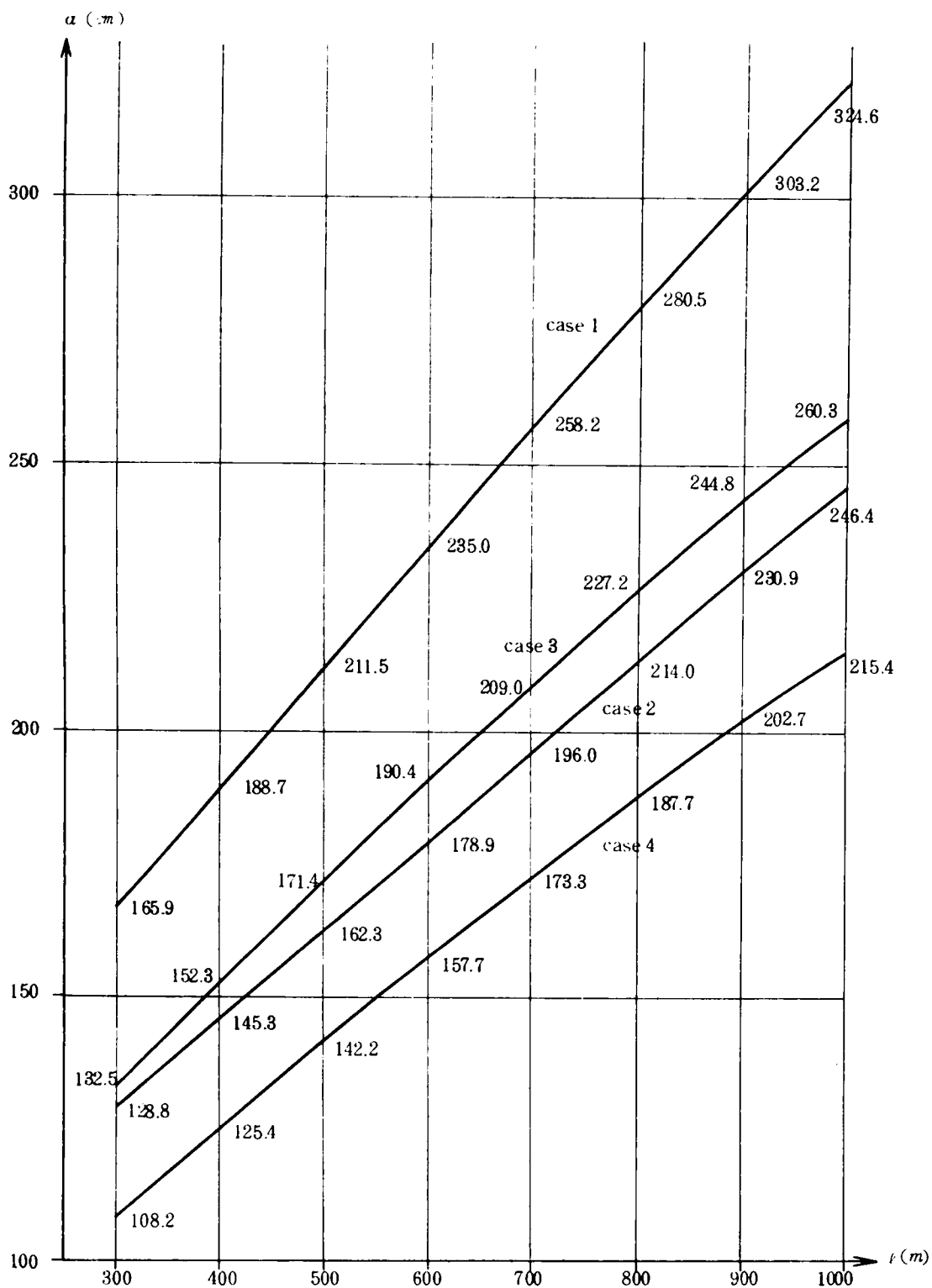


图 2-13

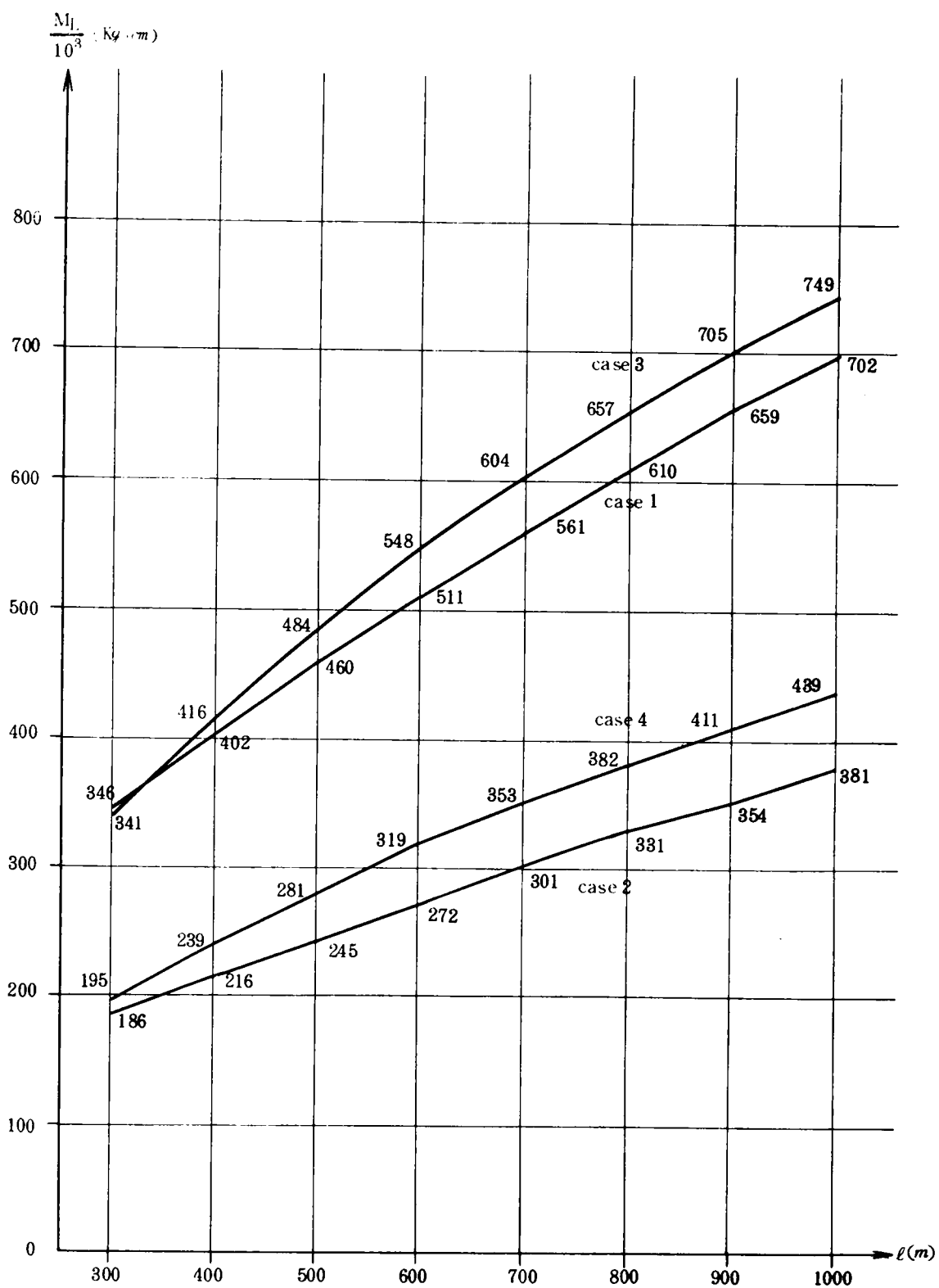


图 2-14

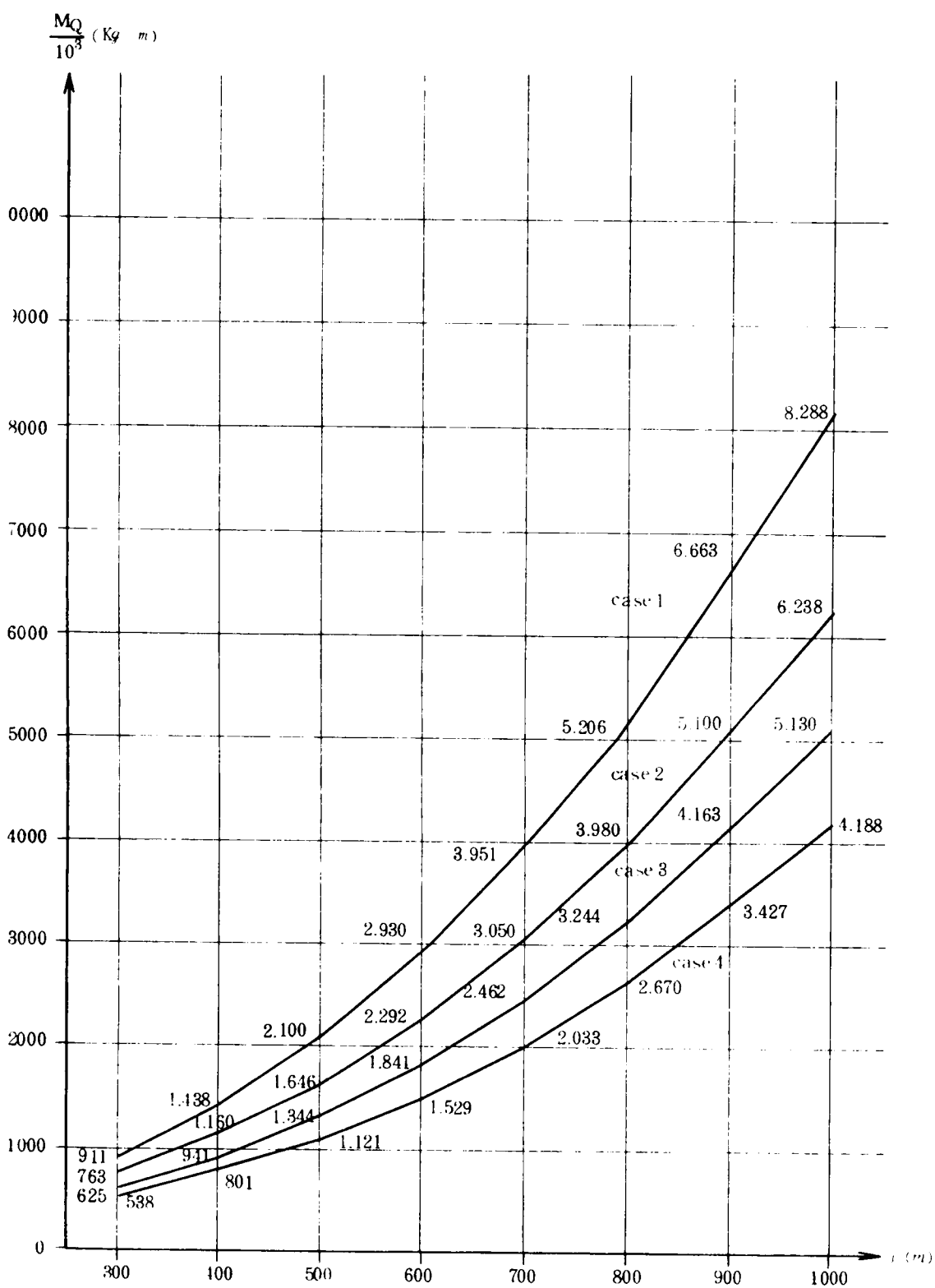


图 2-15

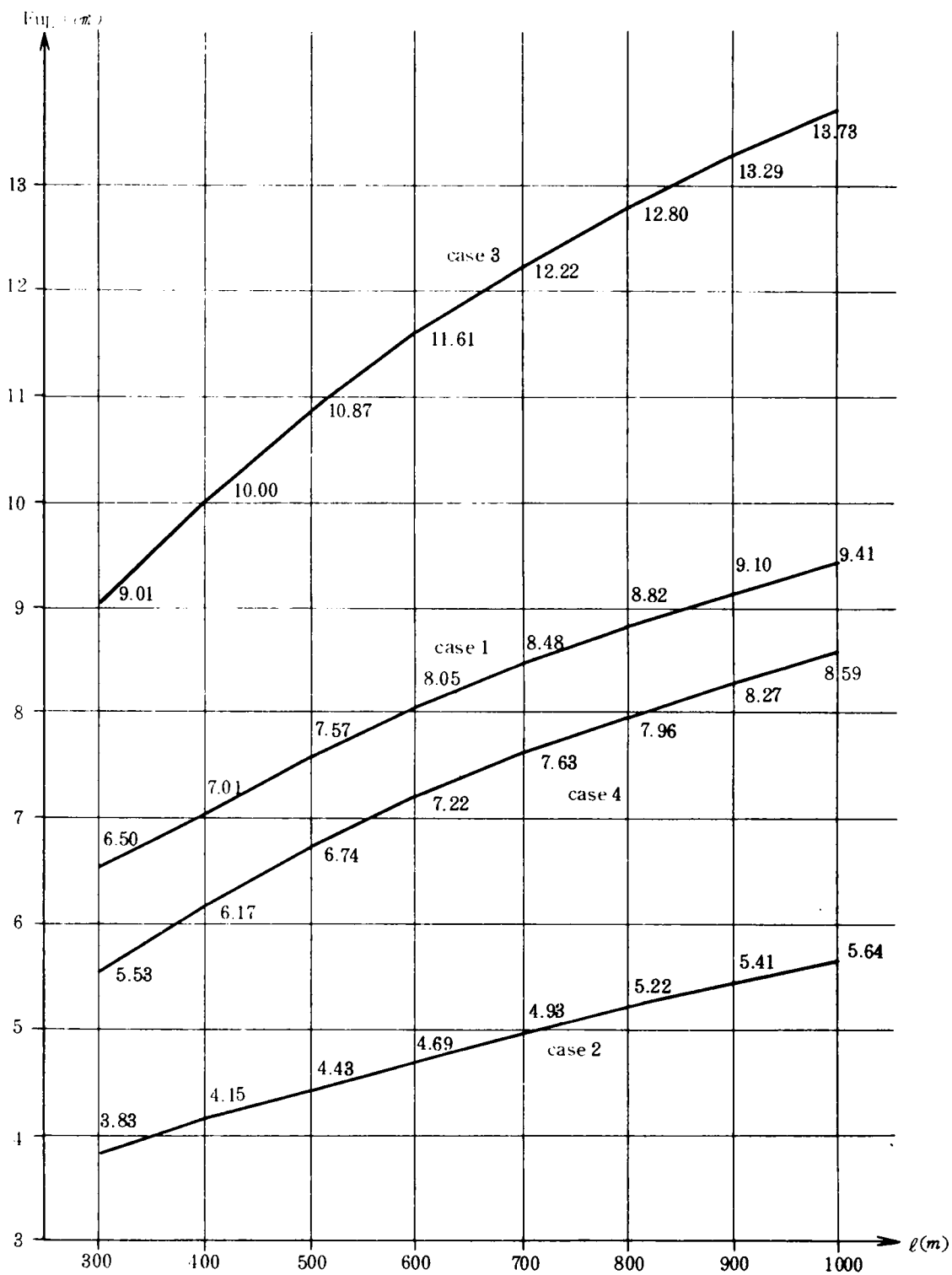


图 2-16

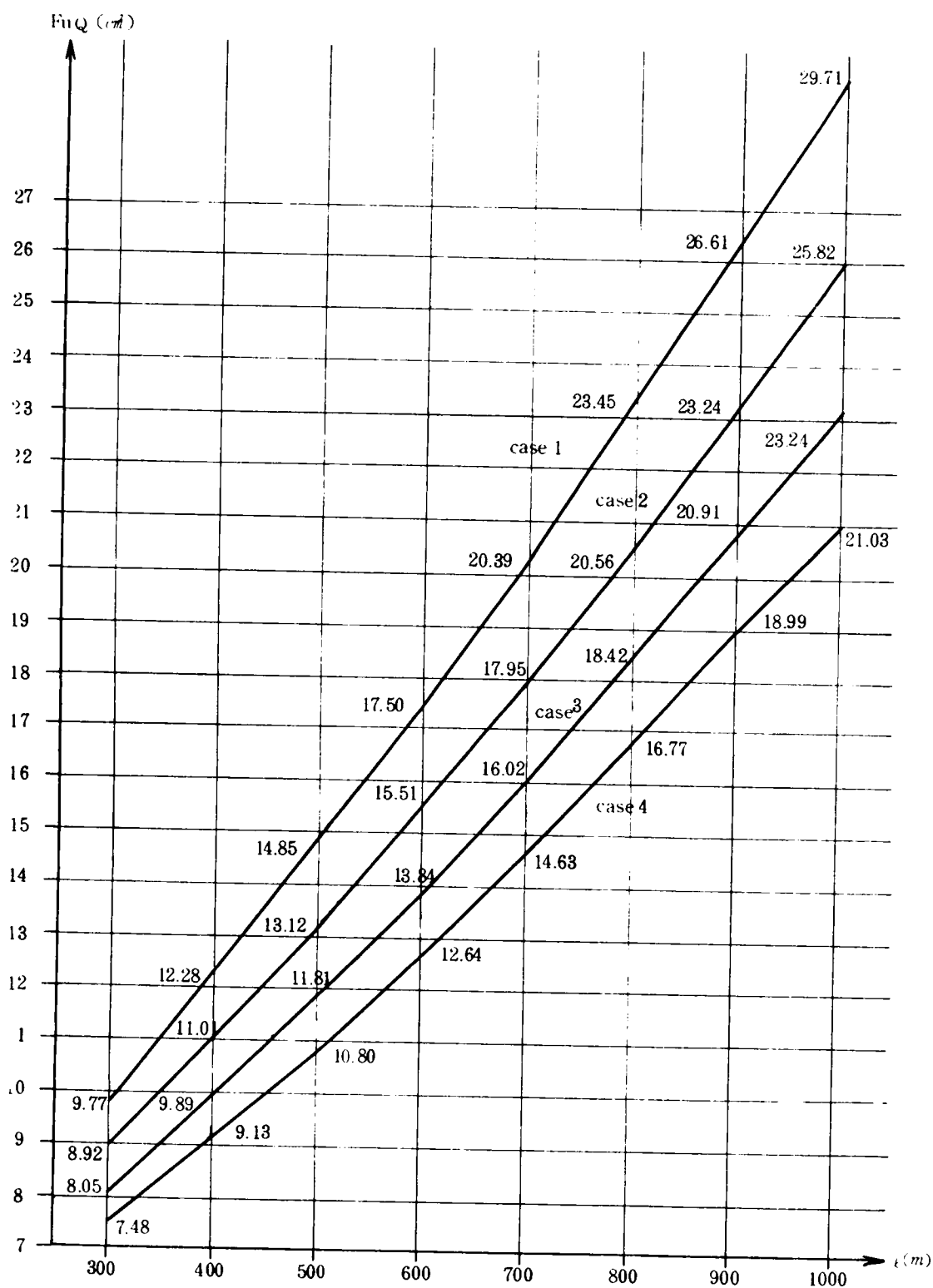


图 2 - 17

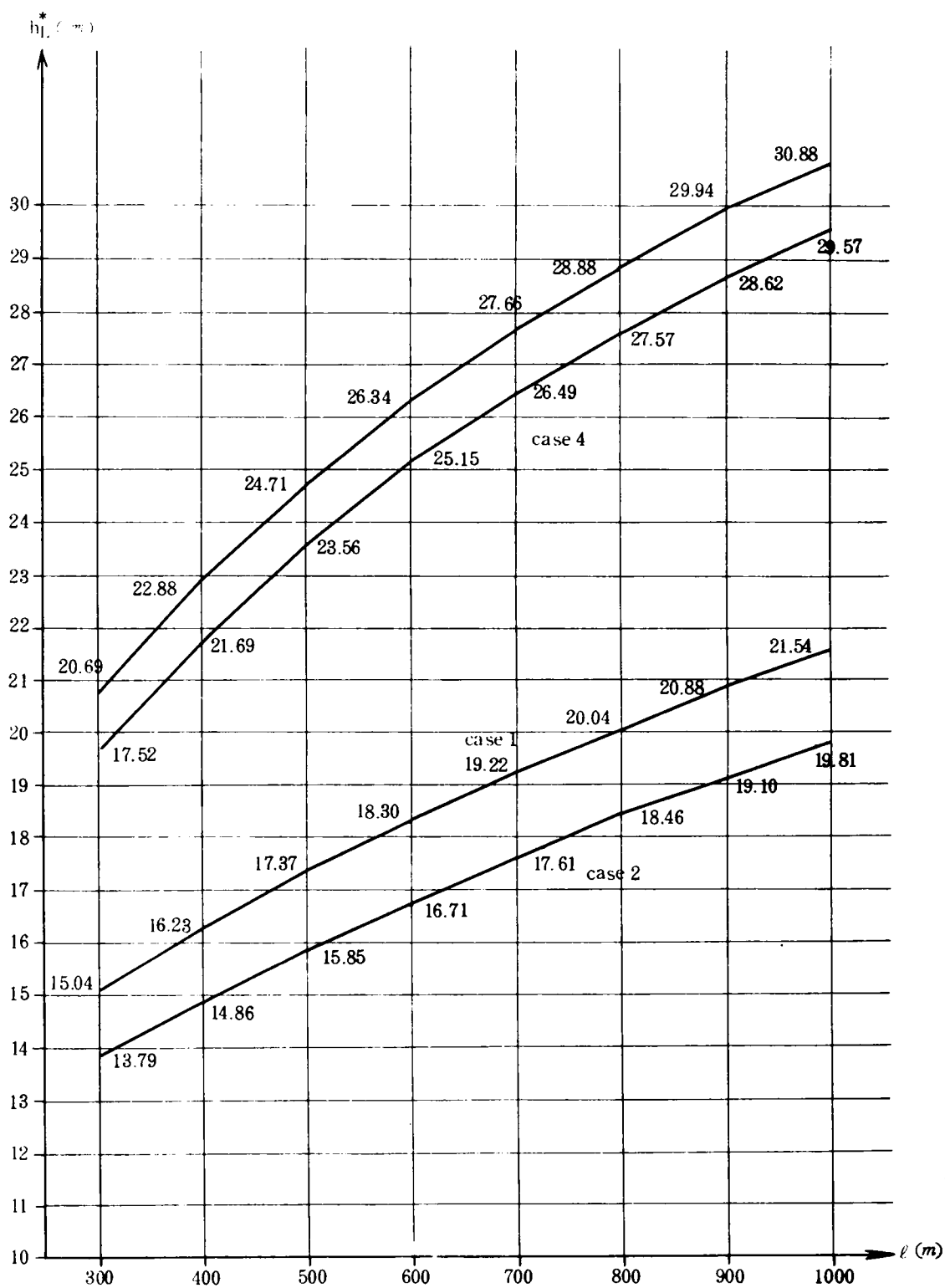


图 2-18

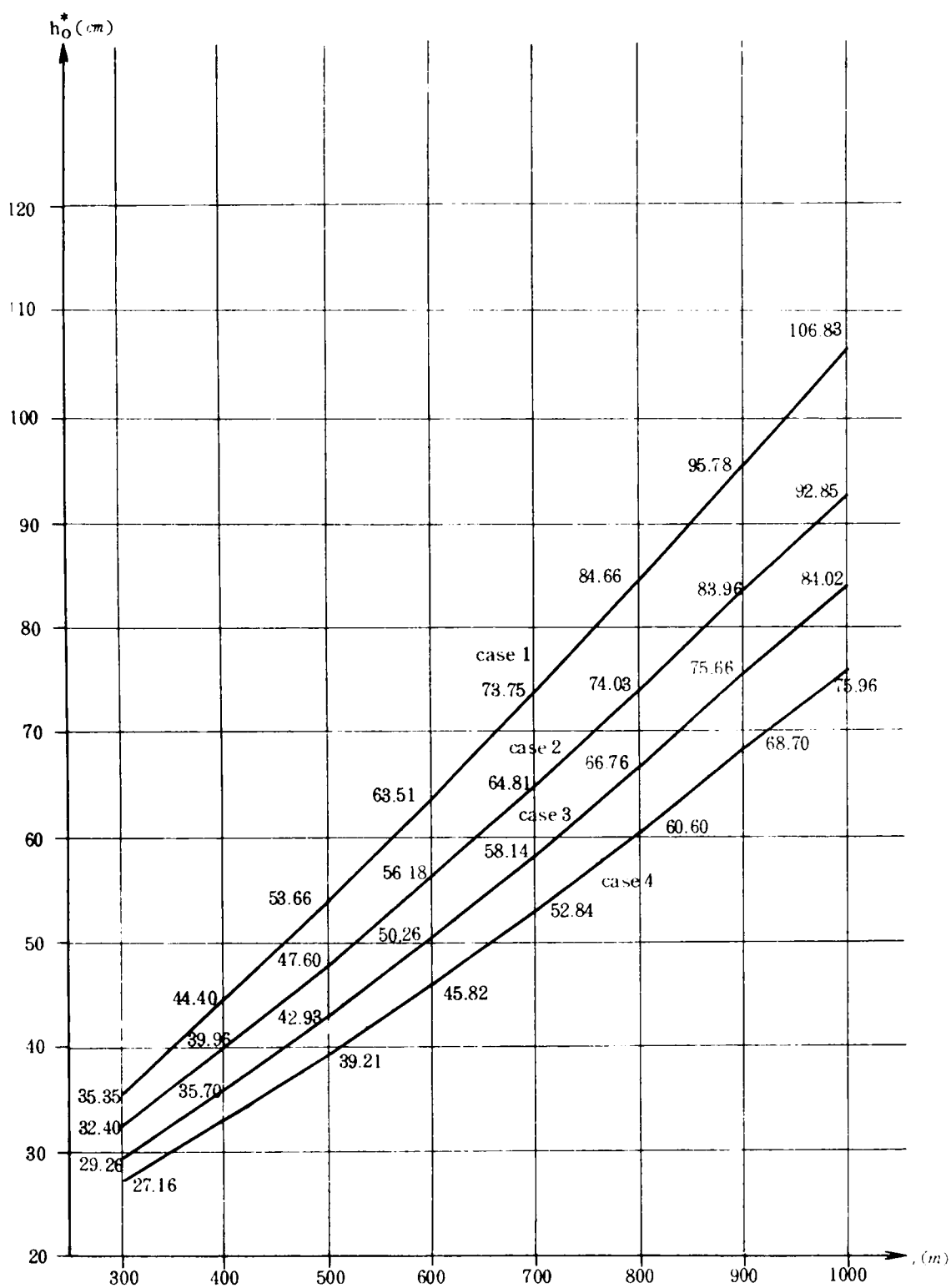


图 2-19

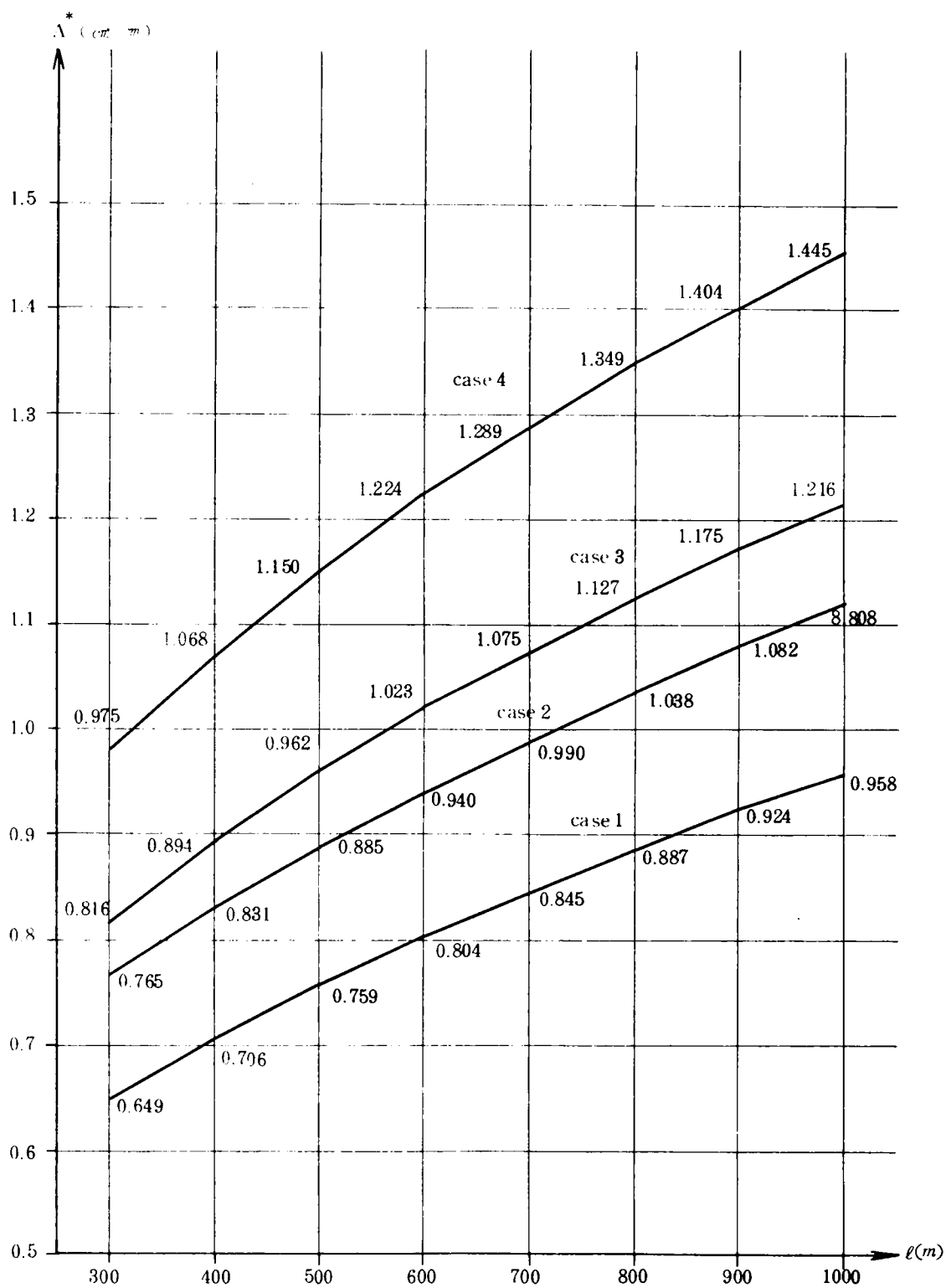


图 2-20

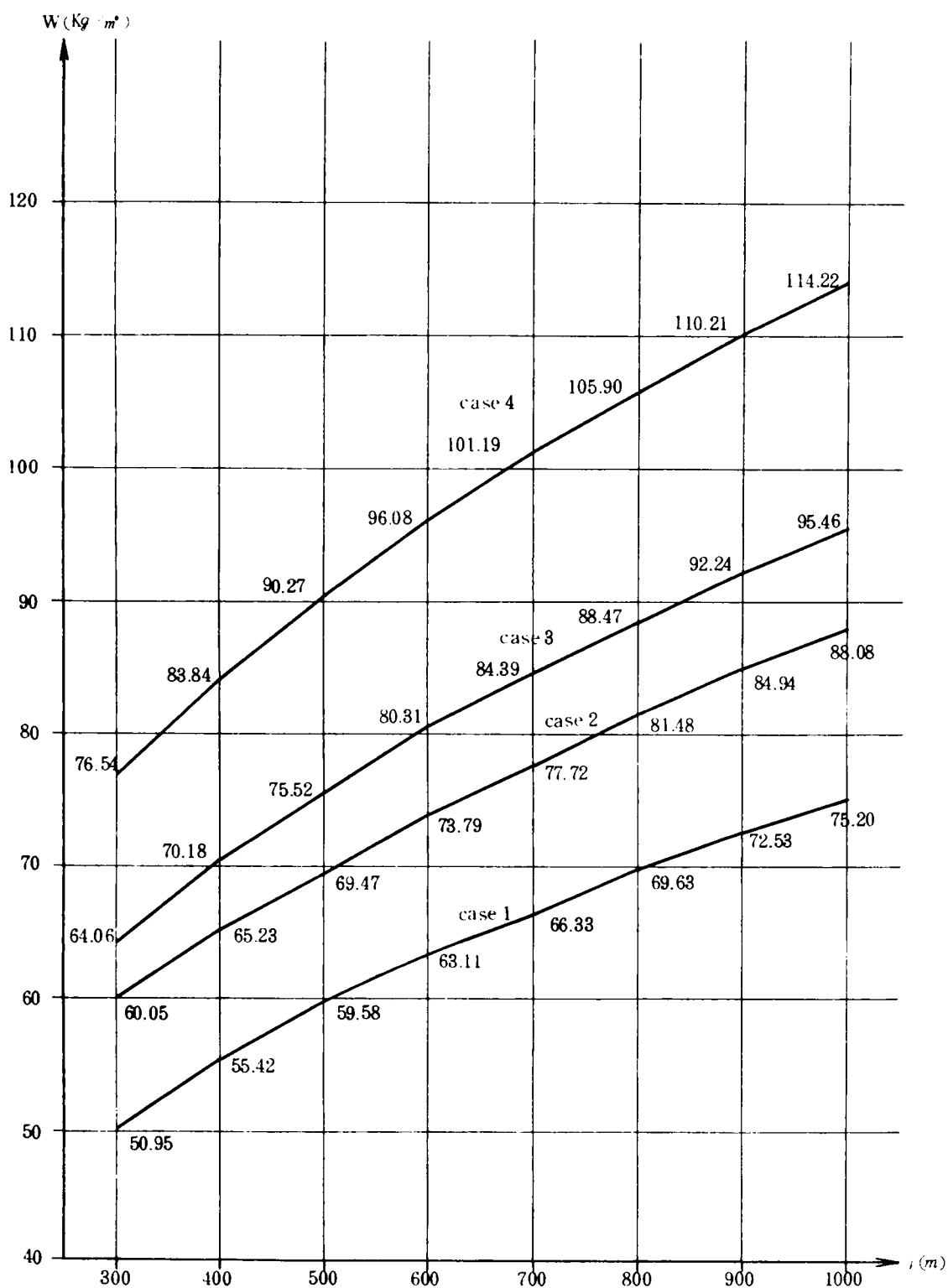


图 2 - 21

第 3 章 鋼桁橋の設計

第 3 章 鋼桁橋の設計

3.1 概 要

橋梁の建設計画に際して、最も重要な作業の一つは、架橋形式の決定である。これには、通常、数種の妥当な架橋案を選んで比較設計が試みられる。その場合、比較の対象として採り挙げられる主要な因子は、事業費、工期、外観、設計、施工、維持管理などである。しかし、これらの因子の中で特に重視されるのは、事業費であることはいうまでもなく、与えられた条件の中で一般に最小の事業費となることを目標に形式が選ばれる。

したがって、事業費は正確に算出されることが望まれるが、比較設計の段階では、個々の比較案について実施に近い設計を行なうことは、膨大な労力、経費、時間を要し、容易になし難いことがらである。そこでこのような困難な作業を解消し、必要な設計内容を的確に把握するための実用的な資料が切望される。また比較設計により、一つの形式が定まった後においても、細部の詳細設計に入る前に、主要部材を適切に配置しその規模、形状寸法を正しく選定することが、合理的、経済的な橋梁を設計する上で欠かすことのできない要点と考えられる。

このような観点から、市街橋として最も適合度が高く、かつまた、一般に広く用いられている単純支持、連続支持の鋼床版桁橋、合成桁橋を採り挙げ経済設計の主要な指標となる最小重量に着眼し、これに対応する主桁断面の算定について考察を行なった。

ここで、最小鋼重とは、与えられた架橋条件、外荷重に対し、設定した桁形式、材料強度のもとで、鋼材消費が最も小さくなる場合の鋼重であつて、このときの断面を便宜上以下において最小断面と称することにする。鋼桁の経済比較を行なう場合、これに対する事業費のなかには、材料費、製作加工費、架設費などが含まれ、材質や施工の難易によつて移動があり、単に鋼材消費量のみに着目して、これを最小にする設計に対しては異論もあるが、現状では製作、架設費には数式的にとらえ難い一面もあり、他方、巨視的には形式ごとにほぼ単位鋼重をもとに積算が可能であるところから、ここでは、使用鋼重のみに着目することにした。

したがって、以下の研究結果を比較設計に用いる場合には、計算から求めた鋼重を基礎に、使用材料、形式に応じて、それぞれの特長性を加味した単価を使用し、全体事業費について検討することがより合理的である。

また、本方法によつて得られる主桁の断面諸量は、二・三の近似的な取り扱いを加えてはいるが、ほぼ正確であつて、より詳細な設計に入る前の断面の設定に有効であり、あるいは、ときにはそのまま実施設計に十分採用し得るものと考えられる。

ところで、このような鋼桁橋の最小鋼重、最小断面に対する研究は、従来からも行なわれており、そこではこの種の問題の解法に対する基本的な考え方が述べられている。¹⁾²⁾³⁾ しかしいずれも、単純支持のフレートガーダーに関するものであつて、鋼床版桁橋や合成桁橋、ことに、これらが連続支持される場合に対する研究は見当たらない。

また近年電子計算機の発達に伴ない、いわゆる最適設計の手法を適用してこれらの問題が研究されつつあるが、なお実用の段階には至っていないようである。

以下に述べる研究では、解法には従来から用いられてきた手法を採用するが、これを床版作用と主桁

作用の二つの役割を兼ねる現代橋梁に適用するものであり、特に、費用とときには準備に相当の労力を要する電子計算機に頼ることのみをねらいとしないで、手計算によつて容易に解を得ることを主眼としたものである。

本章における研究の大略の内容は次のようである。

まず3.2において、桁橋の最小鋼重、最小断面を求める際の基本的な考え方を述べ、3.3で連片版桁橋および合成桁橋について、それぞれ最小鋼重、最小断面算定の基本式を誘導する。さらに3.4で、数値計算例を示すと共に、実用上代表的なスパン、幅員に対して図表を提示する。

3.2 桁橋の最小鋼重、最小断面に関する一般的考察

3.2.1 まえがき

桁に外荷重が作用すると、一般に軸力、曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメント、曲げねじりモーメント等の断面力を生じ、各部材には垂直応力 σ 、せん断応力 τ が発生する。桁を構成する各部材には、それぞれ許容応力度が定められているので、与えられた外荷重に対して各構造形式ごとに、最も効率の良い、すなわち、使用材料を最小にする断面が存在することになる。このような断面を以下において最小断面と呼ぶことにする。

いま、桁の断面寸法を任意に選び得る場合を考えると、決定すべき量は、上下フランジプレートおよび腹板の幅と厚さ、ならびに桁の間隔を加えて、合計7箇である。最小断面を求める問題は、これらの形状寸法を断面の抵抗値に影響する主要因子として、断面力と許容応力度との釣合方程式に導入することにより、結局は数学的に高次の多変数関数の最小値を求める問題に帰着される。その際に、すべての断面力に対して、すべての部材寸法を未知数として問題を解くことは、釣合式が非常に複雑な形となるため簡単に求めることはできない。実用的にはそのような解は必要でなく、主要な断面力にのみ着目することで十分であろうと考えられる。通常の直線橋では、曲げモーメントの影響が最小断面の決定に最も支配的であつて、實際上、せん断力、ねじりモーメントで断面が決定されることはまれである。部分的には許容応力度を越えることがあつても、桁全体に影響をおよぼすことはありえない。また曲げねじりの垂直応力が比較的に大きくなるときは、その大きさだけ許容応力度から差し引いて、残りを曲げに対する許容応力度とする方法が考えられる。そこでせん断力、ねじりモーメント、曲げねじりモーメント等を二次的に考えることにすれば、問題はかなり簡易化されることになる。一方断面寸法について考えると、橋の幅員構成から上フランジの幅が、あらかじめほぼ確定していることもあり、また腹板の厚さは座屈に対する安全を確保するための設計示方書の規定から、高さとの比としておのずと決まってくることになる。

断面力として曲げモーメント（必要に応じて軸力）のみに着目する場合は、上下のフランジプレートに関してそれ自身の断面二次モーメントを無視すれば、それぞれの断面積を決定するだけで十分となり、幅と厚さのいずれか一方は、任意に選び得ることになる。そして最小条件は桁高に対して導入される。この条件は、床桁のようなスパンが小さく製作上からも等断面とすることが有利な場合は、桁のある1点に対して適用すれば十分であるが、主桁では桁全体について考慮すべきである。ただし、その際に曲げモーメントに各断面を即応させると、部分的に断面が非常に小さくてよいというような箇所を生ずるので実際的でない。したがつてこれに対する補正が必要となる。また道路橋の設計示方書¹⁾には、吊荷重に対してたわみの制限を規定しているので、最小断面はこの条件を満足しなければな

らない。しかし、これに対しては、おおむね安全側にあることが知られているので、ここでは条件としてとり上げない。

本節では、最も基礎的な単純支持の I 形断面に着目し、この種の問題に関する二・三の基本事項について検討を加える。

3.2.2 断面諸量

図 3-1 に I 桁の一般横断面および曲げによる垂直応力の分布を示す。 y_o 、 y_u を重心から上下フランジプレートを中心までの距離とする。

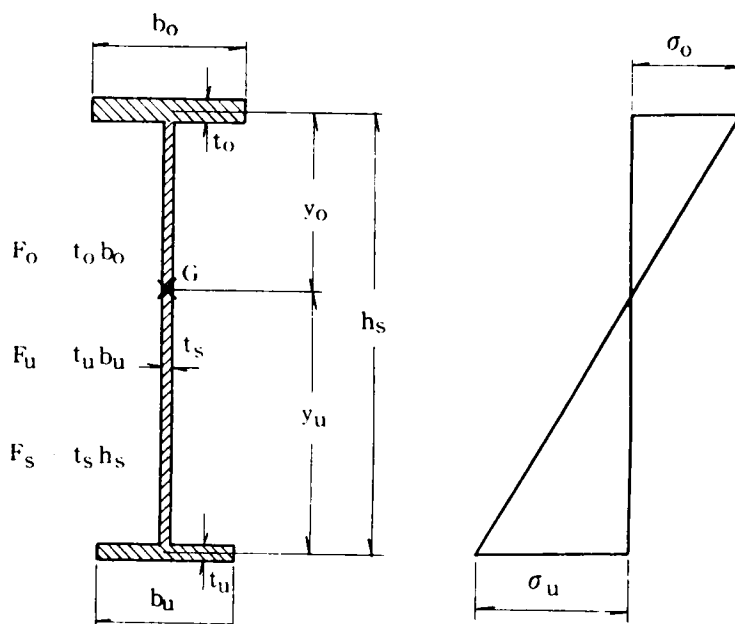


図 3-1

図から

$$y_o = \frac{F_u h_s + F_s h_s/2}{F_o + F_u + F_s} \quad (3-1)$$

$$y_u = \frac{F_o h_s + F_s h_s/2}{F_o + F_u + F_s}$$

$$\lambda_o = \frac{F_o}{F_s} \quad \lambda_u = \frac{F_u}{F_s} \quad k = \frac{y_o}{y_u} \text{ とおけば}$$

$$k = \frac{1 + 2\lambda_o}{1 + 2\lambda_u} \quad (3-2)$$

上下のフランジプレートの許容応力度 σ_o 、 σ_u が規定され、かつ実応力度を許容応力度に一致さ

せる場合について考えると、 k の値は σ_o 、 σ_u の比に等しくなければならない。したがって k は既知である。

$$k = \frac{\sigma_u}{\sigma_o} \quad (3-3)$$

式(3-3)の k を用いると y_o 、 y_u は、またつぎのように表現される。

$$\begin{aligned} y_o &= \frac{1}{1+k} h s \\ y_u &= \frac{k}{1+k} h s \end{aligned} \quad (3-4)$$

つぎに断面二次モーメント I は、フランジフレートの厚さを無視すれば、式(3-5)

$$I = F_o y_o^2 + F_u y_u^2 + \frac{F_s}{3} (y_o^2 + y_o y_u + y_u^2) \quad (3-5)$$

となり、式(3-2)、(3-4)を用いて λ_o を消去すれば

$$I = \frac{F_s h s^2}{6(1+k)} (6k\lambda_u + 2k - 1) \quad (3-6)$$

となる。

断面係数 W_o 、 W_u は

$$\begin{aligned} W_o &= \frac{F_s h s}{6} (6k\lambda_u + 2k - 1) \\ W_u &= \frac{F_s h s}{6k} (6k\lambda_u + 2k - 1) \end{aligned} \quad (3-7)$$

断面力として曲げモーメント M のみが与えられているとすれば

$$\begin{aligned} \sigma_o &= \frac{M}{W_o} \\ \sigma_u &= \frac{M}{W_u} \end{aligned} \quad (3-8)$$

式(3-7)、(3-8)を用いて、式(3-9)で未知量 λ_o 、 λ_u が $h s$ の関数として求められる。

$$\begin{aligned} \lambda_o &= \frac{k}{6} - \frac{1}{3} + \frac{M}{F_s h s \sigma_o} = \frac{\sigma_u}{6 \sigma_o} - \frac{1}{3} + \frac{M}{F_s h s \sigma_o} \\ \lambda_u &= \frac{1}{6k} - \frac{1}{3} + \frac{M}{F_s h s \sigma_u} = \frac{\sigma_o}{6 \sigma_u} - \frac{1}{3} + \frac{M}{F_s h s \sigma_u} \end{aligned} \quad (3-9)$$

桁の横断面積 F は

$$F = F_o + F_u + F_s = F_s (1 + \lambda_o + \lambda_u) \quad (3-10)$$

であるから、式(3-9)を代入して、次式となる。

$$F = F_s \frac{(\sigma_o + \sigma_u)^2}{6 \sigma_o \sigma_u} + \frac{M}{h s} \cdot \frac{\sigma_o + \sigma_u}{\sigma_o \sigma_u} \quad (3-11)$$

腹板の厚さとその高さの間に $t_s = (\eta + \xi) h_s$ の関係がある場合には式(3-12)のようにあらわすことができる。

$F_s = t_s h_s = (\eta + \xi) h_s$ であるから、

$$F = (\eta + \xi h_s) h_s \frac{(\sigma_o + \sigma_u)^2}{6 \sigma_o \cdot \sigma_u} + \frac{M}{h_s} \cdot \frac{\sigma_o + \sigma_u}{\sigma_o \cdot \sigma_u} \quad (3-12)$$

すなわち、 F は h_s の関数として求めることができる。

3.2.3 桁の重量、最小断面、最小鋼重

桁の重量 g_h (t/m) は式(3-11)あるいは式(3-12)をスパン l の全長にわたって積分して求められる。スパン方向に x をとり、材料の単位重量を γ 、二次部材および許容応力度に対する断面の余裕を考慮した補正係数を μ とすれば、

$$g_h = \frac{\gamma \mu}{l} \int_0^l F dx \quad (3-13)$$

μ については後述する。 g_h は F がスパン方向に変化するか否かによつて相違するので、以下、等断面桁と変断面桁に分けて考える。ただしここではいずれの場合も桁高は一定とする。

(1) 等断面桁

等断面桁が用いられるのは、一般に床桁のようにスパン、桁高共に小さい場合に限られるので、この場合には、桁の自重は活荷重やその他の荷重に対して無視できるほど小さく、また腹板の厚さはその高さと同関係に一定であると仮定する。

式(3-11)(3-13)から式(3-14)が求まる。(図3-2参照)

$$g_h = \gamma \mu F = \gamma \mu \left\{ t_s h_s \frac{(\sigma_o + \sigma_u)^2}{6 \sigma_o \sigma_u} + \frac{M}{h_s} \cdot \frac{\sigma_o + \sigma_u}{\sigma_o \sigma_u} \right\} \quad (3-14)$$

h を最小にする h_s を求める

$$\begin{aligned} \frac{\partial g_h}{\partial h_s} &= \gamma \mu \left\{ t_s \frac{(\sigma_o + \sigma_u)^2}{6 \sigma_o \sigma_u} - \frac{M}{h_s^2} \cdot \frac{\sigma_o + \sigma_u}{\sigma_o \sigma_u} \right\} \\ \frac{\partial g_h}{\partial h_s} &= 0 \text{ から} \\ h_s &= \sqrt{\frac{6M}{(\sigma_o + \sigma_u) t_s}} = h_s^* \end{aligned} \quad (3-15)$$

$h_s = h_s^*$ のとき、 g_h が極小値をとることは明らかであつて、さらに $g_h > 0$ を考慮すれば、このとき g_h は最小となることがわかる。したがつて h_s^* は最小重量を与える桁高である。式(3-14)、(3-15)から最小鋼重 g_h^* は

$$g_h^* = 2\gamma \mu \frac{\sigma_o + \sigma_u}{\sigma_o \sigma_u} \sqrt{\frac{(\sigma_o + \sigma_u) t_s M}{6}} \quad (3-16)$$

となる。

また最小断面は式(3-9)に式(3-15)を代入してつぎのようになる。

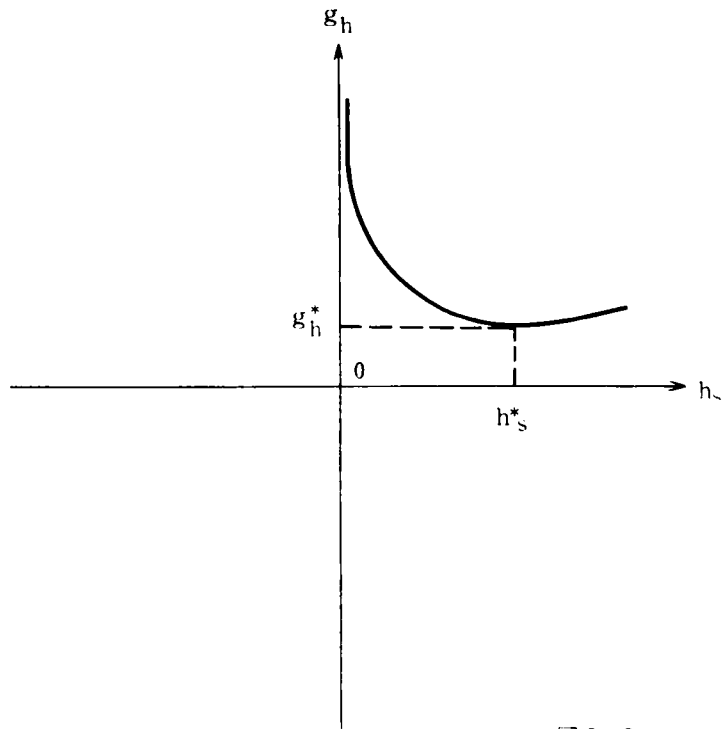


図 3-2

$$\lambda_o^* = \frac{2\sigma_u - \sigma_o}{6\sigma_o} \quad (3-17)$$

$$\lambda_o^* = \frac{2\sigma_o - \sigma_u}{6\sigma_u}$$

これより F_o^* , F_u^* は

$$F_o^* = F_s^* \frac{2\sigma_u - \sigma_o}{6\sigma_o} = \frac{2\sigma_u - \sigma_o}{6\sigma_o} \cdot \sqrt{\frac{6tsM}{\sigma_o + \sigma_u}} \quad (3-18)$$

$$F_u^* = F_s^* \frac{2\sigma_u - \sigma_o}{6\sigma_u} = \frac{2\sigma_o - \sigma_u}{6\sigma_u} \cdot \sqrt{\frac{6tsM}{\sigma_o + \sigma_u}}$$

$$\text{ここに } F_s^* = h_s^* \cdot ts$$

となる。

特に $\sigma_o = \sigma_u = \sigma$ のときは、上記各値は次のようになる。

$$h_s^* = \sqrt{\frac{3M}{\sigma ts}} \quad (3-15')$$

$$g_h^* = 4\tau\mu \sqrt{\frac{tsM}{3\sigma}} \quad (3-16')$$

$$\lambda_o^* = \lambda_u^* = \frac{1}{6} \quad (3-17')$$

$$F_o^* = \sqrt{\frac{3tsM}{\sigma}} \quad (3-18')$$

$$F_o^* = F_u^* = \frac{1}{6} \sqrt{\frac{3tsM}{\sigma}}$$

(2) 変断面桁(等高)

等高変断面桁は、主桁の設計において直面するものであつて、曲げモーメントMの変化に応じて桁の断面積Fはスパン方向に変化する。またこの場合には、桁の自重を無視することができず、腹板の厚さtsも、その高さhsと共に増減するものとする。

任意の点xの最大曲げモーメントMは、単純桁では、一般に次のように書き表わせる。

$$M = \frac{1}{2}(g_h + q)(\ell x - x^2) \quad (3-19)$$

ただし

$$q = g_r + p + \frac{2P}{\ell} \quad (3-20)$$

g_r : 桁以外の死荷重 (t/m)

p : 衝撃を含んだ等分布活荷重 (t/m)

P : 衝撃を含んだ集中活荷重 (t)

桁の重量 g_h は式(3-12)、(3-13)から

$$g_h = \frac{\tau\mu(\sigma_o + \sigma_u)}{12\sigma_o\sigma_u} \left\{ 2Fs(\sigma_o + \sigma_u) + (g_h + q)\ell^2 \frac{1}{hs} \right\} \quad (3-21)$$

さらに g_h について解けば、式(3-21')となる。

$$g_h = \frac{\tau\mu(\sigma_o + \sigma_u) \left\{ 2hsFs(\sigma_o + \sigma_u) + q\ell^2 \right\}}{12\sigma_o\sigma_u \cdot hs - \tau\mu(\sigma_o + \sigma_u)\ell^2} \quad (3-21')$$

g_h を最小にする hs を求めるにあたつて、二つの方法が考えられる。

(a) 式(3-21)による方法

この場合には式(3-21)の右辺に含まれる g_h はあらかじめ仮定し既知と考える。これは g_h' で表す。ここで $ts = \xi hs$ とすれば、次のようになる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial g_h}{\partial hs} &= \frac{\tau\mu(\sigma_o + \sigma_u)}{12\sigma_o\sigma_u} \left\{ 4\xi(\sigma_o + \sigma_u)hs - (g_h' + q)\ell^2 \frac{1}{hs^2} \right\} \\ \frac{\partial g_h}{\partial hs} &= 0 \text{ から} \\ hs &= \sqrt{\frac{(g_h' + q)\ell^2}{4\xi(\sigma_o + \sigma_u)}} = hs^* \end{aligned} \quad (3-22)$$

hs^* はこの場合の最小鋼重を与える桁高である。最小重量 g_h^* は hs^* を式(3-21)に代入して、式(3-23)で求める。

$$g_h^* = \frac{\tau\mu(\sigma_o + \sigma_u)}{4\sigma_o\sigma_u} \sqrt[3]{\frac{\xi(\sigma_o + \sigma_u)(g_h' + q)^2\ell^4}{2}} \quad (3-23)$$

g_h の仮定が難しい場合は初期値を q とおいて逐次近似を行なえばよい。

つぎに最小断面は式(3-9)に式(3-22)を代入して

$$M = \frac{1}{2}(g_h + q)\ell^2 \left(\frac{x}{\ell} - \frac{x^2}{\ell^2} \right) \text{と書き改めれば次のようになる。}$$

$$\lambda_o^* = \frac{\sigma_u - 2\sigma_o}{6\sigma_o} + \frac{2(\sigma_o + \sigma_u)}{\sigma_o} \left(\frac{x}{\ell} - \frac{x^2}{\ell^2} \right)$$

$$\lambda_u^* = \frac{\sigma_o - 2\sigma_u}{6\sigma_u} + \frac{2(\sigma_o + \sigma_u)}{\sigma_u} \left(\frac{x}{\ell} - \frac{x^2}{\ell^2} \right)$$
(3-24)

λ_o^* , λ_u^* の値は荷重の大きさには無関係である。これより F_o^* , F_u^* は次式で求まる。

$$F_o^* = F_s^* \cdot \lambda_o^* = \sqrt[3]{\frac{\xi (g_h' + q)^2 \ell^4}{16(\sigma_o + \sigma_u)}} \cdot \frac{\sigma_u - 2\sigma_o}{6\sigma_o} + \frac{2(\sigma_o + \sigma_u)}{\sigma_o} \left(\frac{x}{\ell} - \frac{x^2}{\ell^2} \right)$$

$$F_u^* = F_s^* \cdot \lambda_u^* = \sqrt[3]{\frac{\xi (g_h' + q)^2 \ell^4}{16(\sigma_o + \sigma_u)^2}} \cdot \frac{\sigma_o - 2\sigma_u}{6\sigma_o} + \frac{2(\sigma_o + \sigma_u)}{\sigma_u} \left(\frac{x}{\ell} - \frac{x^2}{\ell^2} \right)$$
----- (3-35)

特に $\sigma_o = \sigma_u = \sigma$, $x = \frac{\ell}{2}$ のときは, 上記各式はそれぞれ次のようになる。

$$h_s^* = \sqrt[3]{\frac{(\xi (g_h' + q) \ell^2)}{8\xi\sigma}}$$
(3-22')

$$g_h^* = \frac{\tau\mu^3}{2\sigma} \sqrt[3]{\xi\sigma(g_h' + q)^2 \ell^4}$$
(3-23')

$$\lambda_o^* = \lambda_u^* = \frac{5}{6}$$
(3-24')

$$F_s^* = \frac{\ell}{4} \sqrt[3]{\frac{\xi (g_h' + q)^2 \ell}{\sigma^2} \cdot \frac{\ell}{4}}$$
(3-25')

$$F_o^* = F_u^* = \frac{5\ell}{24} \sqrt[3]{\frac{\xi (g_h' + q)^2 \ell}{\sigma^2}}$$

(b) 式 (3-21') による方法

$$\frac{\partial g_h}{\partial h_s} = \frac{6\tau\mu(\sigma_o + \sigma_u) \{ 8\xi(\sigma_o + \sigma_u)\sigma_o\sigma_u \cdot h_s^3 - \tau\mu\xi(\sigma_o + \sigma_u)^2 \ell^2 \cdot h_s^2 - 2\sigma_o\sigma_u q \ell^2 \}}{\{ 12\sigma_o\sigma_u \cdot h_s - \tau\mu(\sigma_o + \sigma_u) \ell^2 \}^2}$$

$\frac{\partial g_h}{\partial h_s} = 0$ から h_s に関する三次方程式が得られる。これを $f(h_s)$ とおけば

$$f(h_s) = h_s^3 - \frac{\tau\mu(\sigma_o + \sigma_u)\ell^2}{8\sigma_o\sigma_u} \cdot h_s^2 - \frac{q\ell^2}{4\xi(\sigma_o + \sigma_u)} = 0$$
(3-26)

式 (3-26) の正の根が鋼重を最小にする桁高を与える。厳密解は複雑となるので近似解を求める。
簡単のために

$$b = \frac{\tau\mu(\sigma_o + \sigma_u)\ell^2}{8\sigma_o\sigma_u} \quad a = \sqrt[3]{\frac{q\ell^2}{4\xi(\sigma_o + \sigma_u)}} \quad \text{とおけば}$$

式 (3-26) は式 (3-26') となる。

$$f(h_s) = h_s^3 - b h_s^2 - a^3$$
(3-26')

a, b に実数値を代入すれば明らかであるが, スパン ℓ が 100 m 以内では, 常に $a > b$ で, 通常のスパンでは $b = 0.1a \sim 0.2a$ である。また式 (3-22) から $h_s = a$ は桁の自重を無視した場合の第

一近似値であることが知られる。

$f(hs)$ の符号を調べると

$$f\left(a + \frac{1}{3}b\right) = -\frac{1}{3}ab^2 - \frac{2}{27}b^3 < 0$$

$$f\left(a + \frac{1}{2}b\right) = \frac{1}{2}a^2b - \frac{1}{4}ab^2 - \frac{1}{8}b^3 > \frac{a^2b}{8} > 0$$

したがって、最小鋼重を与える桁高 hs は

$$a + \frac{1}{3}b < hs^* < a + \frac{1}{2}b$$

の範囲にあり、実用的には次式で十分である。

$$hs^* = a + \frac{2}{5}b = \sqrt[3]{\frac{q\ell^2}{4\xi(\sigma_o + \sigma_u)}} + \frac{\gamma\mu(\sigma_o + \sigma_u)\ell^2}{20\sigma_o\sigma_u} \quad (3-27)$$

さらに詳しい解が必要となる場合は、この値を第一近似値として Newton の方法によればよい。すなわち

$$f\left(a + \frac{2}{5}b\right) = \frac{1}{5}a^2b - \frac{8}{25}ab^2 - \frac{12}{125}b^3 + \frac{ab}{25}(5a - 8b)$$

$$f'\left(a + \frac{2}{5}b\right) = 3a^2 + \frac{2}{5}ab - \frac{8}{5}b^2 = \frac{a}{5}(15a + 2b)$$

したがって

$$hs^* = a + \frac{2}{5}b - \frac{f\left(a + \frac{2}{5}b\right)}{f'\left(a + \frac{2}{5}b\right)} = a + \frac{2}{5}b - \frac{b(5a - 8b)}{5(15a + 2b)} \quad (3-27')$$

式(3-27)あるいは(3-27')を式(3-21')に代入して最小鋼重が得られる。

また最小断面は式(3-9)に代入して求められる。

3.2.4 最小鋼重 g_h^* と許容応力度 σ_o , σ_u の関係について

許容応力度 σ_o , σ_u のうち、たとえば σ_u を固定し、 σ_o に種々の値を与えた場合に g_h^* がどのように変化するかについて調べる。

(1) 等断面桁

式(3-16)から g_h^* は K を常数としてつぎのように書き表わすことができる。

$$g_h = K \frac{(\sigma_o + \sigma_u)^{\frac{3}{2}}}{\sigma_o \sigma_u}$$

$$\frac{\partial g_h^*}{\partial \sigma_o} = K \frac{(\sigma_o + \sigma_u)^{\frac{1}{2}}}{\sigma_u \sigma_o^2} \left(\frac{1}{2} \sigma_o - \sigma_u \right)$$

$$\frac{\partial g_h^*}{\partial \sigma_o} = 0 \text{ から}$$

$$\sigma_o = 2\sigma_u \quad (3-28)$$

このとき g_h^* は最小になる。

(2) 変断面桁(等高)

式(3-28)から g_h^* は K' を常数として次のように表わされる。

$$g_h^* = K' \frac{(\sigma_o + \sigma_u)^{\frac{4}{3}}}{\sigma_o \sigma_u}$$

$$\frac{\partial g_h^*}{\partial \sigma_o} = K' \frac{(\sigma_o + \sigma_u)^{\frac{1}{3}}}{\sigma_u \sigma_o^2} - \frac{1}{3} (\sigma_o - \sigma_u)$$

$$\frac{\partial g_h^*}{\partial \sigma_o} = 0 \text{ から}$$

$$\sigma_o = 3\sigma_u \quad (3-29)$$

このとき g_h^* は最小となる。

逆に σ_o を固定すれば、式の対称性から g_h^* を最小にする σ_u は(1)では、 $\sigma_u = 2\sigma_o$ 、 $\sigma_u = 3\sigma_o$ となる。

以上から σ_o 、 σ_u のうちいずれか一方を固定する場合、他方は(1)ではその2倍、(2)ではその3倍とすると、 g_h^* が最小となることがわかる。したがって、自明のことであるが、同一材料では σ_o 、 σ_u を許容応力度に一致させたときに g_h^* は最小となる。しかし単位重量が等しく強度のみを異にする材料の組み合わせで、それぞれの許容応力度が著しく相違し、しかも許容応力度ぎりぎりの設計を行なうとかえって重量が大きくなることがある。

3.2.5 附 記

たわみ制限と最小断面との関係については文献 1)、2) 等で検討されている。これによれば、最小断面はたわみの制限に対しておおむね安全側にあることが知られるので、ここではこの問題に関しては省略することにする。

腹板の高さと厚さとの関係 $t_s = \eta + \xi h_s$ 、補正係数 μ については、数値計算の節で記述する。

なお以上の最小鋼重、最小断面を求める計算で各部材の材質が異なる場合、それらの価格の相違を把握するにはつぎの方法が考えられる。

SS41 の価格を基準にとる。Foe, Fue, Fse, Uss, Uo, Uu, Us 等を

Foe ; SS41 に換算した上フランジの断面積

Fue ; SS41 に換算した下フランジの断面積

Fse ; SS41 に換算した腹板の断面積

Uss ; SS41 材の価格

Uo, Uu, Us ; その材料の価格

とすれば

$$Foe = Fo \frac{Uo}{Uss}$$

$$Fue = Fu \frac{Uu}{Uss}$$

(3-30)

$$F_{se} = F_s \frac{U_s}{U_{ss}}$$

したがって、腹板の断面積とフランジ断面積との比 λ_e はつぎのようになる。

$$\begin{aligned}\lambda_{oe} &= \frac{F_{oe}}{F_{se}} = \frac{F_o \cdot U_o}{F_s \cdot U_s} = \lambda_o \cdot \frac{U_o}{U_s} \\ \lambda_{ue} &= \frac{F_{ue}}{F_{se}} = \frac{F_u \cdot U_u}{F_s \cdot U_s} = \lambda_u \cdot \frac{U_u}{U_s}\end{aligned}\quad (3-31)$$

F_o , F_u , F_s の代りに, F_{oe} , F_{ue} , F_{se} を用いることにすれば, 価格についてSS41材に換算した全面積 F_e が得られる。たとえば, F_e はつぎのようになる。

$$F_e = F_s \frac{U_s}{U_{ss}} \left(1 + \lambda_o \frac{U_o}{U_s} + \lambda_u \frac{U_u}{U_s} \right) \quad (3-32)$$

また $t_s = \xi h_s$ の関係がある場合には

$$F_e = \xi h_s^2 \frac{U_s}{U_{ss}} \left(1 + \lambda \frac{U_o}{U_s} + \lambda_u \frac{U_u}{U_s} \right) \quad (3-33)$$

式(3-9)に代入して, 式(3-11), (3-12)の代りにそれぞれ次式を求めることができる。

$$F_e = t_s h_s \frac{U_s}{U_{ss}} \left\{ 1 + \left[\frac{\sigma_u}{6\sigma_o} - \frac{1}{3} + \frac{M}{t_s h_s^2 \sigma_o} \right] \frac{U_o}{U_s} + \left[\frac{\sigma_o}{6\sigma_u} - \frac{1}{3} + \frac{M}{t_s h_s^2 \sigma_u} \right] \frac{U_u}{U_s} \right\} \quad (3-34)$$

$$F_e = \xi h_s^2 \frac{U_s}{U_{ss}} \left\{ 1 + \left[\frac{\sigma_u}{6\sigma_o} - \frac{1}{3} + \frac{M}{\xi h_s^3 \sigma_o} \right] \frac{U_o}{U_s} + \left[\frac{\sigma_o}{6\sigma_u} - \frac{1}{3} + \frac{M}{\xi h_s^3 \sigma_u} \right] \frac{U_u}{U_s} \right\} \quad (3-35)$$

以下, 最小鋼重, 最小断面はまったく同様の手順で求めることができる。

3.3 鋼桁橋の最小鋼重および最小断面

3.3.1 概説

単純支持, 連続支持の鋼床版桁橋, 合成桁橋に前節の最小鋼重, 最小断面の考え方を適用する。断面力はここでも曲げモーメントのみに着目するものとし, 活荷重の偏心载荷によつて生じる曲げねじりの垂直応力は, 許容応力度の低減ないしは2次応力的な取り扱いにより考慮しようとする。

このように曲げモーメントのみに着目する限りは, 鋼床版桁や合成桁であつても, 最小断面を求める計算は, 基本的にはプレートガーダーの場合と同様である。ただこれらの桁では, 上フランジは主桁の一構成材であると同時に床版としての役割を果すのでこの点が相違することになる。

鋼床版において, 主桁作用に協力するのはデッキプレートと縦リブである。

道路橋設計示方書では, デッキプレートの厚さを舗装に対する配慮から, たわみを制限して12 mm以上とし, また縦リブに関しても, 床版作用, 主桁作用の単独応力, 合応力に対し, それぞれ許容応力度を規定している。したがって鋼床版桁橋では, プレートガーダーの場合のように, 曲げモーメントの変化に応じて, 上フランジの断面積を漸変させることができず, 主桁断面自身としては不経済であつても, 応力的に必要な計算値以上の断面を確保することを要求されることが多い。また厳密には, リブの合許容応力度を床版作用, 主桁作用にどのように配分するかが, 主桁の最小断面を求める際に

影響をもつことになる。この応力配分の問題は、鋼床版自体の最小重量設計にも波及して複雑であるが、通常の鋼床版桁では、縦リブ断面の占める割合が桁全体の断面に対してかなり小さいので、最小重量設計の主体を主桁に置いても重大な誤りをきたさないとみなすことができる。それゆえ、縦リブはその材料の許容応力度ないしは、合許容応力度と主桁作用によつて生じた実応力との差を許容応力度として設計すれば十分である。このような理由から鋼床版桁橋では、示方書に定める最小厚さのデッキプレートと、第2章において計算した数値計算結果を整理して得られた標準的な縦リブとからなる上フランジを考え、その寸法形状を既知として与える。そして下フランジの許容応力度のみを規制して最小断面を求めることにする。この方法では、腹板の高さと下フランジの断面積を自由に变化させ、与えられた断面力に対して鋼重が最小となるものを見出すことになるが、その際に求めた桁断面に対して逆に上フランジの応力を計算し、これが上フランジ材の許容応力度内にあれば、最小条件はおかされてないと考える。もし桁のある断面で上フランジの応力が許容応力度を越えるときは、その部分のデッキプレートを僅かだけ厚くしなければならない。しかし実際には上フランジは主桁として必要以上に大きな断面となつているので、許容応力度を超過するのは、長大橋の僅く一部の断面に限ざれるとみなすことができる。

合成桁橋においても、鋼床版桁橋と同様、床版は床版作用と主桁作用の二つの機能を果している。しかし合成桁の床版は鉄筋コンクリート版であり、これは通常、等方性板とみなすことができるので、床版としての解析が比較的容易であり、この理由により床版に関する設計上の取り扱い、両者の間で相当異なつたものとなつている。

第2章で述べたように、鋼床版ではそれ自体について、最小重量設計が問題となるが、コンクリート床版の設計は、一般に、鋼示に規定される版厚と設計曲げモーメント式を用いて行なわれる。また、主桁応力と床版応力は鋼床版桁橋の場合と同様重ね合わせするが、これに対しては許容応力度の割増しが認められている。この二つの応力の重ね合わせについての照査で、コンクリート床版の厚さが変更されることはまずないといつてよい。したがつて、合成桁橋の床版は、床版のスパンの大小によつて示方書から直ちに形状が決定されるので、合成桁橋の最小重量設計では床版厚は既知と仮定することができる。

さて、合成桁では、合成前と合成後とで作用する断面力の大きさが異なり、同時に断面の形状寸法、したがつて抵抗値もまた変化する。最小断面を求めるにあつて、このような合成桁橋の特性を把握するためには、合成後の断面を実用性を失なわない範囲内において理想化すると好都合である。ここでは、合成後において、鋼桁の上フランジをコンクリート床版の中立軸まで移動させ、コンクリートの許容応力度はこの位置で与える方法をとるが、これにより断面諸量の計算が著しく容易となり系統化される。この便法による誤差は、局所的な詳細な応力状態を問題にするときは別として、通常数%にすぎない。

合成桁についていま一つ注意すべき点は、鋼桁の上フランジはジベルの設置からその厚さ、幅に制約があり、一方、桁の座屈耐力を確保する上から、合成前と合成後において異なつた許容応力度に規制されることである。すなわち、上フランジはジベルの配置と架設時の荷重によつて定まるといつて過言でない。最小重量、最小断面の解式にはこの点に留意することが必要であり、本研究では、最小断面と合成前の許容応力度を既知として与えることとした。

ここに単純合成桁橋の場合は別として、中間支点上附近に生じるコンクリートの引張応力に対して

プレストレスを導入する本格的な連続合成桁橋では、断面力の多様性と無視できないコンクリートのクリープの影響などのために、最小重量設計の解は複雑を極めることになり、実用性も低い。そこで本研究では、これに代るものとして、最近注目されるにいたつたコンクリートの引張強度は認めず、合成桁床版を鉄筋コンクリート床版と同様に取扱ひ、断面力の正モーメントに対しては合成断面で、また負のモーメントに対しては鋼桁断面と床版内に配置された橋軸方向の鉄筋断面（鋼断面）で抵抗すると考える、いわゆるプレストレスしない連続合成桁橋について検討を加えることにする。

最小重量断面を求める計算では、設計断面力が死荷重によるものの項を除いて既知であることが前提となつてゐる。この点、単純桁橋の場合は問題はすこぶる簡単であるが、これが連続桁橋となると、たとえ曲げモーメントのみに着目するとしても、設計曲げモーメントを求めることは相当に煩雑である。特に変断面桁ではこの作業は一層困難になる。ここでは桁高の一定の連続桁については等断面桁とみなし、また桁高の変化する連続桁については、その断面変化の形状を近似的に仮定することにし、あらかじめ準備した単位荷重に対する設計曲げモーメント表を利用することにする。また連続桁の支点近傍の曲げモーメントの変化は複雑であつて、死荷重が未知のときは、断面決定に支配的となる設計曲げモーメントが正から負に交代する位置は厳密には定まらない。ことにプレストレスしない連続合成桁橋では、正の曲げモーメントに対しては合成断面で、負の曲げモーメントに対しては鋼断面で設計することとし、合成区間、鋼断面区間は特別に区別しないので、死荷重を確定しないときには、正負の設計曲げモーメントが同程度に共存する領域では、正負いずれの曲げモーメントが断面決定に支配的となるか不明確になることをまぬがれない。しかしながら、この領域では、一般に曲げモーメントの絶対値が小さく、この位置の決定に多小の近似が含まれても、全体に影響を及ぼすとは考えられない。ここでは、等分布満載荷重による曲げモーメントが0となる位置で、設計曲げモーメントの正負を区分することにする。この区分は、活荷重が等分布荷重のみからなる場合には十分有効で、死荷重の占める割合の大きい場合には近似度は一層高くなる。

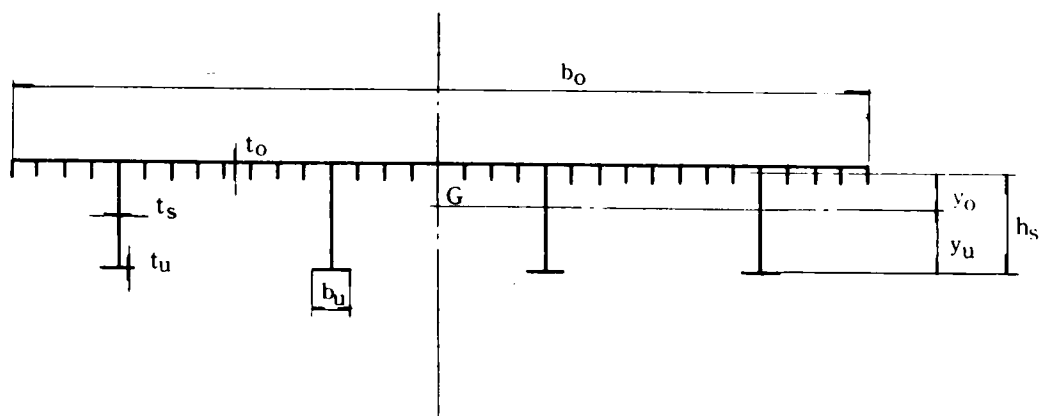
実際の鋼桁橋では、純粹の主桁断面の他に、床桁や桁断面を補剛するための二次部材が取り付けられ、また設計時には諸種の理由から若干の余裕が生ずる。これらの二次的な鋼重については、主桁の形状と橋面積に関係する量に概略区別し、補正係数 μ および補足鋼重 W_r で考慮する。これについては数値計算の節で詳述する。

3.3.2 鋼床版桁橋の断面諸量

一般に上フランジの断面積は既知で、これは鋼床版のうち主桁に対する有効幅を考慮したデッキプレートおよび縦リブからなるものとする。また、腹板の高さ h_s と厚さ t_s の間には

$$\frac{t_s}{h_s} = \xi \quad \text{ないしは} \quad t_s = \eta t_s + h_s \quad (3-35)$$

なる関係がなり立つと仮定する。横断面形状は図 3-3 に示すように、一枚の上フランジと ρ 本の腹板および下フランジからなる場合について考える。



$$F_o = t_o b_o + 2 F_{ro} \quad , \quad F_u = t_u b_u \quad , \quad F_s = t_s h_s = \begin{cases} \xi H_s^2 \\ \text{または} \\ (\eta + \xi h_s) h_s \end{cases}$$

図 3-3

図 3-3、3.2.2.断面諸量を参照して、中立軸から上下フランジプレートを中心までの距離 y_o 、 y_u は

$$y_o = \frac{\rho (2 F_u + F_s) h_s}{2 (F_o + \rho F_s + \rho F_u)} \quad (3-36)$$

$$y_u = \frac{(2 F_o + \rho F_s) h_s}{2 (F_o + \rho F_s + \rho F_u)}$$

y_o 、 y_u の比を k とおくと

$$k = \frac{y_u}{y_o} = \frac{2 F_o + \rho F_s}{\rho (2 F_u + F_s)} \quad (3-37)$$

y_o 、 y_u を k を用いて表現すれば

$$y_o = \frac{1}{1+k} h_s$$

$$y_u = \frac{k}{1+k} h_s \quad (3-38)$$

となる。

断面二次モーメント I は、フランジプレートの厚さを無視して

$$I = F_o y_o^2 + \rho F_u y_u^2 + \rho \int_{-y_u}^{y_o} t_s y^2 dy$$

さらに $h_s t_s = F_s$ において

$$I = F_o y_o^2 + \rho F_u y_u^2 + \frac{\rho F_s}{3} (y_o^3 - y_o y_u + y_u^3) \quad (3-39)$$

となり、式(3-37)、(3-38)を用いて整理すれば

$$I = \frac{\rho h s^2}{6(1+k)} \{ 6Fu k + Fs(2k-1) \} \quad (3-40)$$

さらにkを消去すれば、式(3-41)となる。

$$I = \frac{\rho h s^2}{12(Fo + \rho Fs + \rho Fu)} [4Fu(3Fo + \rho Fs) + Fs(4Fo + \rho Fs)] \quad (3-41)$$

つぎに断面係数 W_o 、 W_u は次のようである。

$$\begin{aligned} W_o &= \frac{hs}{6(2Fu + Fs)} [4Fu(3Fo + \rho Fs) + Fs(4Fo + \rho Fs)] \\ W_u &= \frac{\rho hs}{6(2Fo + \rho Fs)} [4Fu(3Fo + \rho Fs) + Fs(4Fo + \rho Fs)] \end{aligned} \quad (3-42)$$

設計曲げモーメントをMとし、ドフンジの許容応力度 σ_u のみが規定されるものとして、

$$\sigma_u = \frac{M}{W_u} \quad (3-43)$$

式(3-43)からFuを求めると次式が得られる。

$$Fu = \frac{3M}{\rho h s \sigma_u} \cdot \frac{2Fo + \rho Fs}{6Fo + 2\rho Fs} + Fs \frac{4Fo + \rho Fs}{12Fo + 4\rho Fs} \quad (3-44)$$

以上から鋼床版桁橋の主桁作用に関与する横断面積Fが、Foを既知とし、hsの関数として求められる。

$$\begin{aligned} F &= Fo + \rho Fu + \rho Fs \\ F &= Fo + \frac{3M}{hs \sigma_u} \cdot \frac{2Fo + \rho Fs}{6Fo + 2\rho Fs} + \rho Fs \cdot \frac{8Fo + 3\rho Fs}{12Fo + 4\rho Fs} \end{aligned} \quad (3-45)$$

さらにFs = tshsを代入して

$$F = Fo + \frac{3M}{hs \sigma_u} \cdot \frac{2Fo + \rho tshs}{6Fo + 2\rho tshs} + \rho tshs \cdot \frac{8Fo + 3\rho tshs}{12Fo + 4\rho tshs} \quad (3-45')$$

3.3.3 単純鋼床版桁橋（等高桁橋）の最小鋼重、最小断面

設計曲げモーメントM、平均主桁鋼重 g_h は、式(3-19)、(3-20)および式(3-13)と同様の次式があたえられる。

$$M = \frac{1}{2} (g_h + q) (\ell x - x^2) \quad (3-46)$$

$$q = g_{r1} + g_{r2} + p + \frac{2P}{\ell} \quad (3-47)$$

ここに

g_h ; 主桁の鋼重 (t/m)

g_{r1} ; 主桁以外の補正係数 μ で考慮されない二次的鋼重 (t/m)

g_{r2} ; その他の死荷重 (舗装、高欄、地覆、その他) (t/m)

p ; 衝撃を含む等分布活荷重 (t/m)

P ; 衝撃を含む集中活荷重 (t)

$$g_h = \frac{\gamma \mu}{\ell} \int F dx \quad (3-48)$$

ここに

γ ; 鋼材の単位重量 (t/m^3)

ℓ ; スパン (m)

μ ; 主桁の二次部材と断面の余裕を考慮した補正係数

式(3-45)～(3-48)を用いて ρ 本の並列主桁からなる鋼床版桁橋の鋼重 g_h を求めると式(3-49)となる。

$$g_h = \gamma \mu \left\{ F_0 + \frac{(g_h + q) \ell^2}{8 h_s \sigma_u} \cdot \frac{2 F_0 + \rho F_s}{3 F_0 + \rho F_s} + \frac{\rho F_s}{4} \cdot \frac{8 F_0 + 3 \rho F_s}{3 F_0 + \rho F_s} \right\} \quad (3-49)$$

ここで、 g_h の最小値を求める方法について考える。式(3-49)をさらに g_h について解き、 t_s と h_s 間の関係から t_s を消去し、 g_h を h_s のみの関数として表現することは一応可能である。しかし、これは h_s に関する高次の分数式となり、最小値を求めるに当つて、 $\frac{\partial g_h}{\partial h_s} = 0$ の h_s に関する根を求める計算は相当に複雑なものとなる。この方法は、電子計算機を利用する場合は別として、実用性に乏しいと考えられる。そこで、別法として、逐次近似による解法を示すことにする。

まず、上式の中の

$$\frac{2 F_0 + \rho F_s}{3 F_0 + \rho F_s}, \quad \frac{8 F_0 + 3 \rho F_s}{3 F_0 + \rho F_s}$$

の項に着目すると、一般に $F_0 > F_s$ であつて、各項の分母、分子とも前半の値が大きく、したがつて、 F_s の変化によるこれらの分数の値の増減は緩慢であることが容易に想像される。特に $F_0 \gg F_s$ のときは、それぞれ一定値 $\frac{2}{3}$, $\frac{8}{3}$ にほとんど等しくなる。この点に留意し、さらに右边に含まれる g_h を仮定することにより、逐次近似計算が可能となる。

ここで、 t_s について

$$t_s = \eta + \xi h_s$$

なる関係を導入し、 g_h についてさらに整理すると、 g_h は次のように書き表わされる。

$$g_h = \gamma \mu \left\{ F_0 + \frac{(g_h + q) \ell^2 f_1}{8 \sigma_u} \cdot \frac{1}{h_s} + \frac{\rho f_2}{4} (\eta h_s^2 + \xi h_s^3) \right\} \quad (3-50)$$

ここに

$$f_1 = \frac{2 F_0 + \rho F_s}{3 F_0 + \rho F_s}$$

$$f_2 = \frac{8 F_0 + 3 \rho F_s}{3 F_0 + \rho F_s}$$

右辺の g_h , f_1 , f_2 を仮定して、既知量とみなすことにすれば、 g_h は h_s のみの関数になる。そこで、 g_h を最小にする h_s を求めるために、 $\frac{\partial g_h}{\partial h_s}$ を計算すると、 h_s に関するつぎの三次方程式が得られる。

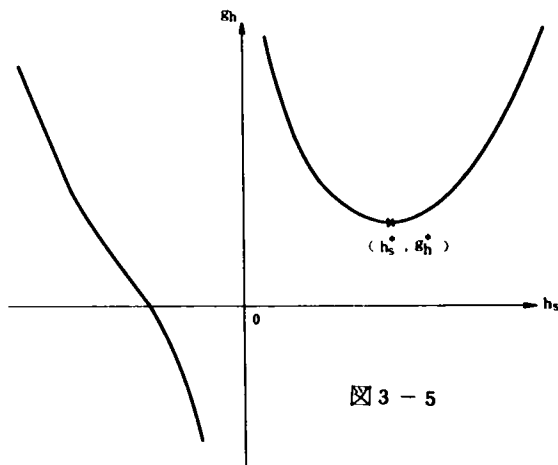
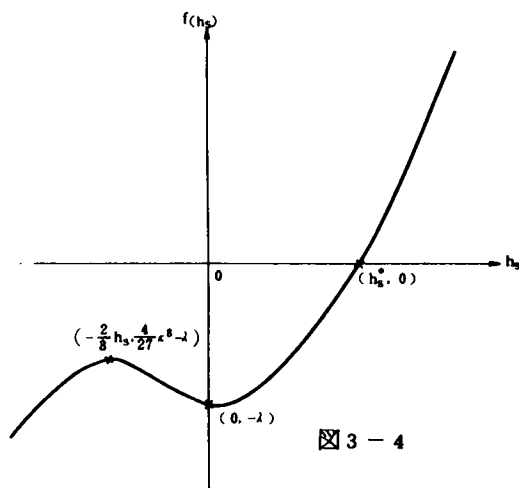
$$h_s^3 + \kappa h_s^2 - \lambda = 0 \quad (3-51)$$

ここに

$$\kappa = \frac{\eta}{2 \xi}$$

$$\lambda = \frac{(g_h + q) \ell^2 f_1}{4 \rho \xi \sigma_u f_2}$$

この3次式は、図3-4に示すように、ただ一つの正根を有する。これが最小断面を与える h_s である。(図3-5参照)



もし、腹板厚と桁高の関係が、 $ts = \xi hs$ の場合には、この根は容易に求めることができる。すなわち、 $\eta = 0$ であるから

$$hs^3 - \lambda = 0$$

したがって

$$hs = \sqrt[3]{\lambda} \quad (3-52)$$

また、腹板厚が桁高に無関係で一定値のときは、つぎのようになる。これは桁高が低く、腹板厚が示方書に規定される部材最小厚で決まる場合である。この場合には $\xi = 0$ であるから $\frac{\partial gh}{\partial hs} = 0$ は hs の二次式となる。

$$hs^2 - \bar{\lambda} = 0$$

したがって

$$hs = \sqrt{\bar{\lambda}} \quad (3-53)$$

ここに

$$\bar{\lambda} = \frac{(gh + q) \rho^2 f_1}{2 \rho \eta \sigma_u f_2}$$

ξ 、 $\eta \neq 0$ の一般的な場合には、試算によるかあるいはつぎの逐次近似法によればよい。いま、 h_i を一つの近似解とすれば、次式により、より精度の高い近似解 h_{i+1} が得られる。

$$h_{i+1} = \frac{2h_i^3 + \kappa h_i^2 + \lambda}{3h_i^2 + 2\kappa h_i} \quad (3-54)$$

第一次近似解としては $h_i = \frac{\ell}{20}$ 程度の値を仮定すれば十分である。この解を用いて最小重量 gh が求められる。

さて、以上から、最小重量設計に関する逐次近似計算はつぎのようになる。

いま第 j 番目の近似解を gh_j^* 、 h_{sj}^* とする。 h_{sj}^* を用いてまず f_{1j}^* 、 f_{2j}^* を計算する。

$$f_{1j}^* = \frac{2Fo + \rho F_{sj}^*}{3Fo + \rho F_{sj}^*}$$

$$f_{2j}^* = \frac{Fo + 3\rho F_{sj}^*}{3Fo + \rho F_{sj}^*} \quad \text{ただし } F_{sj}^* = h_{sj}^* ts^* = h_{sj}^* (\xi h_{sj}^* + \eta)$$

これらの gh_j^* 、 f_{1j}^* 、 f_{2j}^* を用いて、その場合の gh を最小にする hs を上に述べた要領により求め、さらに、この hs に対する gh を求める。この計算により求まる hs 、 gh が第 $j+1$ 番目の近似解 $h_{sj}^* : 1$ 、 gh_{j+1}^* を与えることになる。この計算を各値が収斂するまで繰返す。実用的には通常、数回の繰返しで解が得られる。なお、初回の仮定値 gh_1^* 、 f_{11}^* 、 f_{21}^* としては、つぎの値を用いれば十分と思われる。

$$gh_1^* = q, \quad f_{11}^* = \frac{2}{3}, \quad f_{21}^* = \frac{8}{3}$$

最小重量を与える桁高 h_s^* が求まれば、これに対応する最小断面 F_s^* 、 F_u^* は容易に計算される。

$$F_s^* \quad tshs^* = (\eta + \xi h_s^*) h_s^* \quad (3-55)$$

$$F_u = \frac{3M(2Fo + \rho F_s^*)}{\rho h_s^* \sigma_u (6Fo + 2\rho F_s^*)} - \frac{F_s^* (4Fo + \rho F_s^*)}{12Fo + 4\rho F_s^*}$$

また、上フランジの応力を照査するには、これらの最小断面を用いて次式によればよい。

$$\sigma_o = \frac{M}{W_o^*} - \frac{6(2F_u^* + F_s^*)M}{hs^*[4F_u^*(3Fo + \rho F_s^*) + F_s^*(4Fo + \rho F_s^*)]} \quad (3-56)$$

ただし、上式を用いて上フランジの応力照査を行なった結果、実応力度が許容応力度より大きくなる場合には、上フランジの断面積を若干大きくしなければならない。それには、値を大きくして、同じ要領で応力照査を繰り返すのも一つの方法であるが、別法として、許容応力度を与え、必要な上フランジを求めることも可能である。

このときには、上・下フランジとも実応力度と許容応力度を一致させるのが最も望ましく、したがって式(3-42)から次式が成立する。

$$\sigma_o = \frac{M}{W_o} - \frac{6(2F_u + F_s)M}{hs[4F_u(3Fo + \rho F_s) + F_s(4Fo + \rho F_s)]} \quad (3-57)$$

$$\sigma_o = \frac{M}{W_u} = \frac{6(2Fo + \rho F_s)M}{\rho hs[4F_u(3Fo + \rho F_s) + F_s(4Fo + \rho F_s)]}$$

上式より、 F_u あるいは F_o を消去することにより、次式が得られる。

$$Fo = \frac{\rho F_s}{6} \left(\frac{\sigma_u}{\sigma_o} - 2 \right) + \frac{M}{hs \sigma_o} \quad (3-58)$$

$$Fu = \frac{Fs}{6} \left(\frac{\sigma_o}{\sigma_u} - 2 \right) + \frac{M}{hs \sigma_u}$$

つぎに、鋼床版桁橋の全鋼重 G および単位面積当りの鋼重 w は次式から求められる。

$$G = (g_h^* + g_{r1}) \ell \quad (3-59)$$

$$w = (g_h^* + g_{r1}) \frac{1}{B}$$

ここに

B : 有効幅員

3.3.4 連続鋼床版桁橋(3径間、等高桁)の最小鋼重、最小断面

図3-6に示すような、対称のスパン割りを有する3径間連続鋼床版桁橋を探りあげる。単純桁橋の場合と異なるのは、曲げモーメントの算式のみであるが、連続桁に対する設計曲げモーメントは一般につきのように書き表わすことができる。

$$M = (g_h + g_{r1} + g_{r2}) \ell^2 \eta mg + p \ell^2 \eta mp + P \ell \eta mp \quad (3-60)$$

ここに

$\ell^2 \eta mg$; 中央径間と側径間の比が $1 : m$ の 3 径間対称連続桁に単位等分布荷重を満載したときの各点の曲げモーメント, ηmg はその影響値

$\ell^2 \eta mp$; 同上の連続桁に単位等分布活荷重を着目点に最大モーメントを生じるように載荷したときの各点の設計曲げモーメント, ηmp はその影響値

$\ell \eta mp$; 同上の連続桁に単位集中活荷重を載荷したときの各点の設計曲げモーメント, ηmp はその影響値

ℓ ; 側径間のスパン

m ; 側径間と中央径間の比

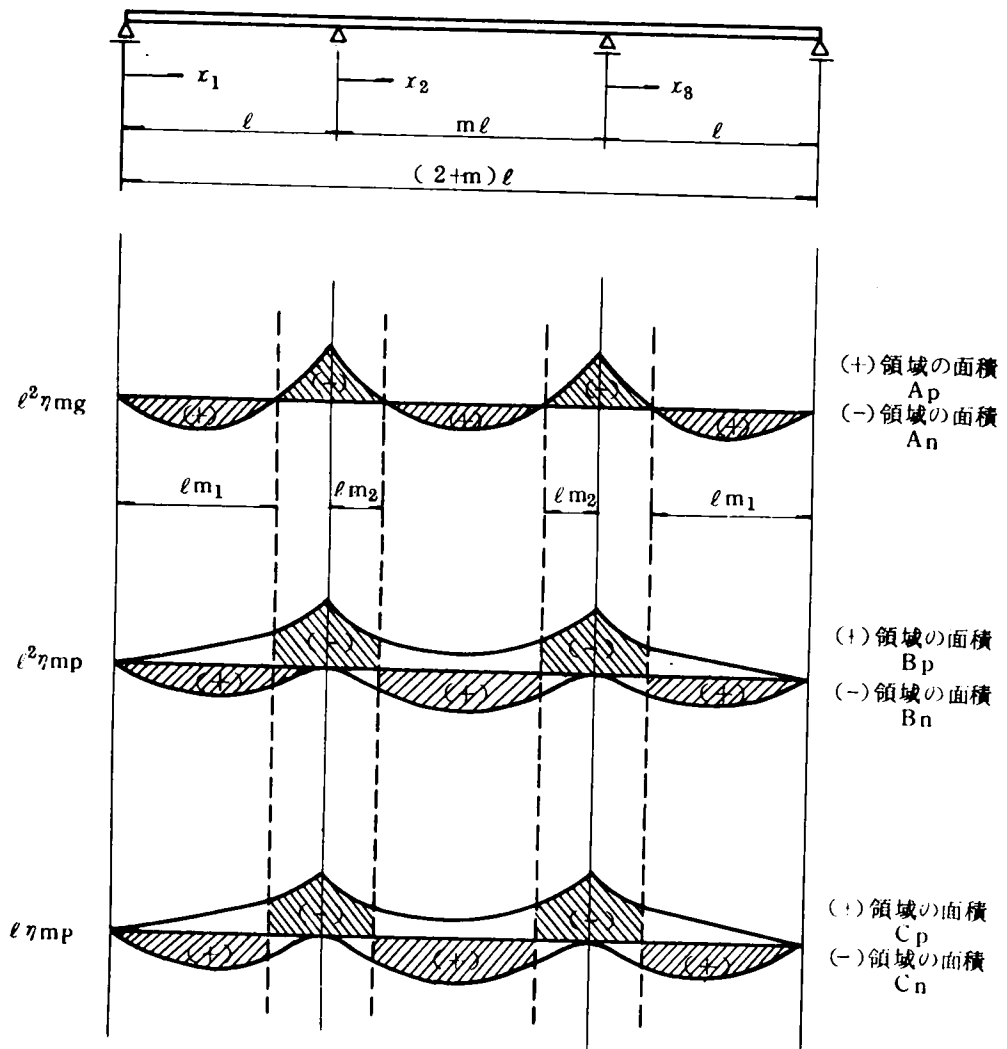


図 3-6

設計曲げモーメントMの正負は、死荷重曲げモーメントが0となる位置で区別するものとする。正負の領域は図3-6を参照してつぎのようである。

$$\begin{aligned}
 &\text{設計曲げモーメントが正} \quad 0 \leq x_1 \leq \ell_{m1} \\
 &\quad \ell_{m2} \leq x_2 \leq m\ell - \ell_{m2} \\
 &\quad \ell - \ell_{m1} \leq x_3 \leq \ell \\
 &\text{設計曲げモーメントが負} \quad \ell_{m1} \leq x_1 \leq \ell \\
 &\quad 0 \leq x_2 \leq \ell_{m2} \\
 &\quad m\ell - \ell_{m2} \leq x_2 \leq m\ell \\
 &\quad 0 \leq x_3 \leq \ell - \ell_{m1}
 \end{aligned} \tag{3-61}$$

ℓ_{m1} 、 ℓ_{m2} は断面二次モーメントが一定の場合次式で計算される。

$$\begin{aligned}
 fg &= \frac{1+m^3}{4(2+3m)} \quad \text{と} \quad \text{するとき} \\
 \ell_{m1} &= \ell(1-2fg) \\
 \ell_{m2} &= \frac{\ell}{2}(m - \sqrt{m^2 - 8fg})
 \end{aligned} \tag{3-62}$$

η_{mg} 、 η_{mp} 、 η_{mp} などの値は、 ℓ に無関係に決まるのでスパン比 m を与えて、別に計算しておくとか都合である。等断面桁の場合、たとえばG. Anger⁴⁾の連続桁の影響線表にこの値が示されている。(附図参照)

上述の設計曲げモーメントMを用いて連続桁の鋼重 G_h はつぎのように求められる。

$$G_h = \frac{\tau\mu}{(2+m)\ell} \int F dx \tag{3-63}$$

式(3-35)、(3-45)より

$$\begin{aligned}
 G_h &= \frac{\tau\mu}{(2+m)\ell} \int_0^{(2+m)\ell} \left\{ F_0 + \frac{3f_1}{2hs} \frac{M}{\sigma_u} + \frac{\rho f_2}{4} (\eta_{hs} + \xi_{hs}^2) \right\} dx \\
 &= \frac{\tau\mu}{(2+m)\ell} \left\{ F_0(2+m)\ell + \frac{3f_1}{2hs} \int_0^{(2+m)\ell} \frac{M}{\sigma_u} dx + \frac{\rho f_2}{4} \left[\eta_{hs} \int_0^{(2+m)\ell} dx + \xi_{hs}^2 \int_0^{(2+m)\ell} dx \right] \right\} \\
 &= \tau\mu \left\{ F_0 + \frac{3f_1}{2(2+m)\ell\sigma_{up}} (G_h N_1 + N_2) - \frac{1}{hs} + \frac{\rho f_2}{4} (\eta_{hs} + \xi_{hs}^2) \right\}
 \end{aligned} \tag{3-64}$$

ここに

$$\begin{aligned}
 f_1 &= \frac{2F_0 + \rho F_s}{3F_0 + \rho F_s} & f_2 &= \frac{8F_0 + 3\rho F_s}{3F_0 + \rho F_s} \\
 N_1 &= \sigma_{up} \int_0^{(2+m)\ell} \frac{\ell^2 \eta_{mg}}{\sigma_u} dx = \sigma_{up} \left(\frac{A_p}{\sigma_{up}} + \frac{A_n}{\sigma_{un}} \right) = (A_p + \omega A_n) \\
 N_2 &= \sigma_{up} \int_0^{(2+m)\ell} \frac{1}{\sigma_u} \left\{ (g_{r1} + g_{r2}) \ell^2 \eta_{mg} + p \ell^2 \eta_{mp} + P \ell \eta_{mp} \right\} dx \\
 &= \sigma_{up} \left\{ (g_{r1} + g_{r2}) \left(\frac{A_p}{\sigma_{up}} + \frac{A_n}{\sigma_{un}} \right) + p \left(\frac{B_p}{\sigma_{ip}} + \frac{B_n}{\sigma_{un}} \right) + P \left(\frac{C_p}{\sigma_{up}} + \frac{C_n}{\sigma_{un}} \right) \right\}
 \end{aligned}$$

$$-(g_{r1}+g_{r2})(A_p+\omega A_n)+p(B_p+\omega B_n)+P(C_p+\omega C_n)$$

$$\omega = \frac{\sigma_{up}}{\sigma_{un}}$$

σ_{up} ; 設計曲げモーメントが正の範囲の下フランジの許容応力度

σ_{un} ; 設計曲げモーメントが負の範囲の下フランジの許容応力度

設計曲げモーメントが負の領域での下フランジの許容応力度は、厳密には桁の固定点間、断面の力学諸量により変化するため、一律に定めることはできないが、ここでは取り扱いの便宜上、負の領域で一定値をとるものと仮定する。

A_p ; $\int_0^{(2+m)\ell} \ell^2 \eta_{mg} dx$ のうち、設計上正の曲げモーメントが支配的となる範囲の値

A_n ; $\int_0^{(2+m)\ell} \ell^2 |\eta_{mg}| dx$ のうち、設計上負の曲げモーメントが支配的となる範囲の値

B_p ; $\int_0^{(2+m)\ell} \ell^2 \eta_{mp} dx$ のうち、設計上正の曲げモーメントが支配的となる範囲の値

B_n ; $\int_0^{(2+m)\ell} \ell^2 |\eta_{mp}| dx$ のうち、設計上負の曲げモーメントが支配的となる範囲の値

C_p ; $\int_0^{(2+m)\ell} \ell \eta_{mp} dx$ のうち、設計上正の曲げモーメントが支配的となる範囲の値

C_n ; $\int_0^{(2+m)\ell} \ell |\eta_{mp}| dx$ のうち、設計上負の曲げモーメントが支配的となる範囲の値

これらの A_p , A_n , B_p , B_n , C_p , C_n などの値は、任意のスパン ℓ に対して m を与えてあらかじめ計算しておくことができる。式(3-64)は、任意の桁高 h_s に対する 3 径間等高桁の鋼重を表わしている。

さて、主桁の鋼重 g_h の式の中に含まれる N_1 , N_2 などの値を別に準備した A_i , B_i , C_i などを用いて計算できるものとすれば、 g_h 式は単純支持桁の場合と類似した形となり、まったく同様の手順により最小断面、最小重量が求められる。

この場合の逐次近似解法は以下になる。いま、最小重量 g_h^* 、それに対応する桁高 h_s^* の第 j 番目の近似解を g_{hj}^* , h_{sj}^* とする。まず h_{sj}^* を用いて f_{1j}^* , f_{2j}^* を計算する。

$$f_{1j}^* = \frac{2F_o + \rho F_{sj}^*}{3F_o + \rho F_{sj}^*} \quad f_{2j}^* = \frac{8F_o + 3\rho F_{sj}^*}{3F_o + \rho F_{sj}^*}$$

つぎに g_h 式の右辺の g_h , f_1 , f_2 を g_{hj}^* , f_{1j}^* , f_{2j}^* とおき既知量とみなして、 g_h が最小になる h_s を見出す。この h_s はつぎの 3 次方程式の正根として求められる。この式の解法は単純支持桁の項で述べた。

$$h_s^3 + \kappa h_s^2 - \lambda = 0$$

ここで、

$$\kappa = \frac{\eta}{2\xi}$$

$$\lambda = \frac{3 f_{1j}^* (g_{hj}^* N_1 + N_2)}{\rho \xi \sigma_{up} f_{2j}^*}$$

これより求まる h_s が第 $j+1$ 番目の近似解 h_{sj+1}^* である。

さらにこの h_{sj+1}^* を用いて、 g_h^* の第 $j+1$ 番目の近似値 g_{hj+1}^* が求められる。また初回の仮定値としては、次の値を用いれば十分と思われる。

$$g_{h1}^* = q, \quad f_{11}^* = \frac{2}{3}, \quad f_{21}^* = \frac{8}{3}$$

最終値 g_h^* 、 h_s^* が求まれば、着目点の曲げモーメント M および桁高 h_s^* を用いて、単純桁橋の場合と同じ手順により最小断面、上フランジの応力、単位鋼重などを求めることができる。

なお、上フランジの応力を検算した結果、これが許容応力度より大きくなる場合には、その範囲だけ、上フランジの断面を大きくし、各計算値を修正しなければならない。

3.3.5 連続鋼床版桁橋（3径間、不等高桁）の最小鋼重、最小断面

連続桁橋で桁高を変化させる場合、その形状として、直線と放物線を組合せる、放物線を用いる、円曲線を用いる、などの方法がとられる。ここでは最も一般的と思われる図3-7に示すような放物線状に変化する対称スパンの3径間連続鋼床版桁橋について検討を加える。すなわち、桁高の変化は、中間支点、端支点、センタースパン中央で、それぞれ h_s 、 $\zeta_1 h_s$ 、 $\zeta_2 h_s$ とするとき、各径間に対し、次式に従うと仮定する。

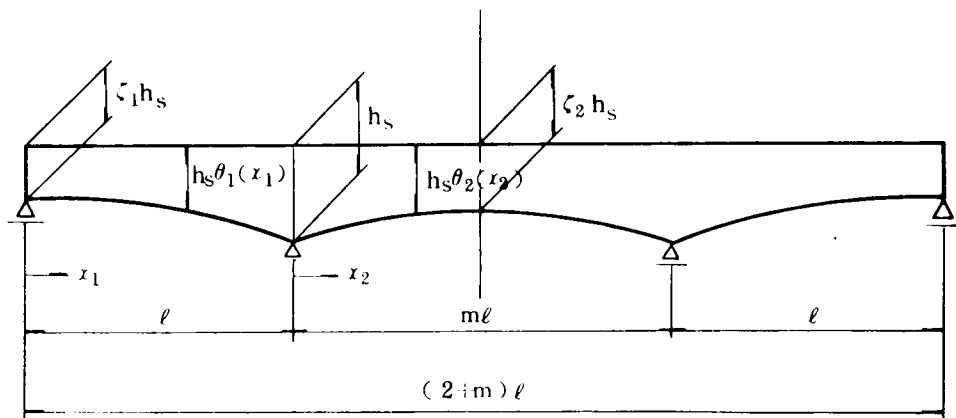


図3-7

$$h_s \theta_1(x_1) = h_s \left\{ \zeta_1 + (1 - \zeta_1) \frac{x_1^2}{\ell^2} \right\}, \quad 0 \leq x_1 \leq \ell$$

$$h_s \theta_2(x_2) = h_s \left\{ 1 - 4(1 - \zeta_2) \frac{x_2^2}{m\ell^2} + 4(1 - \zeta_2) \frac{x_2^2}{m^2 \ell^2} \right\}, \quad 0 \leq x_2 \leq m\ell$$
(3-65)

桁高が変化すると、断面二次モーメントも著しく変化し、これの曲げモーメントに与える影響はもはや無視できなくなる。桁高の変化と断面二次モーメントの変化との間には、一般に次の関係が成り立つと考えられる。

$$\begin{aligned} \text{矩形断面} & I \propto h^3 \\ \text{腹板を無視できる断面} & I \propto h^2 \\ \text{上下フランジと腹板からなる I 型断面} & I \propto h^\alpha \quad 2 < \alpha < 3 \end{aligned}$$

通常の桁橋では、矩形断面、腹板を無視できる断面の中間に位置することは明らかで、二・三の代表的な実施設計例について調査した結果、 $\alpha = 2.5$ 程度が妥当と考えられる。したがって、断面二次モーメント I が、桁高 h の 2.5 乗に比例するものとして、電子計算機により、別に、曲げに対する影響線および設計曲げモーメントを求めることにする。

そこで、 $\ell^2 \tilde{\eta} m g$, $\ell^2 \tilde{\eta} m p$, $\ell \tilde{\eta} m p$ などを変断面桁における、単位の死荷重、等分布活荷重、集中活荷重に対する設計曲げモーメントとすれば、全体の設計曲げモーメント \tilde{M} は次式のように書き表わせる。

$$\tilde{M} = (g h + g r_1 + g r_2) \ell^2 \tilde{\eta} m g + p \ell^2 \tilde{\eta} m p + P \ell \tilde{\eta} m p \quad (3-66)$$

この \tilde{M} に対して $g h$ を求める。式 (3-45), (3-63), (3-66) および式 (3-35) の $t s + \eta + \xi h s$ を用いて

$$\begin{aligned} g h &= \frac{r \mu}{(2+m) \ell} \int_0^{(2+m) \ell} \left\{ F_0 + \frac{3 f_1}{2 h s} \frac{\tilde{M}}{\sigma_u \theta(x)} + \frac{\rho f_2}{4} [\eta h s \theta(x) + \xi h s^2 \theta^2(x)] \right\} dx \\ &= \frac{r \mu}{(2+m) \ell} \left\{ F_0 (2+m) \ell + \frac{3 f_1}{2 h s} \int_0^{(2+m) \ell} \frac{\tilde{M}}{\sigma_u \theta(x)} dx + \frac{\rho f_2}{4} [\eta h s \int_0^{(2+m) \ell} \theta(x) dx \right. \\ &\quad \left. + \xi h s^2 \int_0^{(2+m) \ell} \theta^2(x) dx] \right\} \end{aligned} \quad (3-67)$$

上式において、第 2 項は等断面連続桁の場合と同様に、次のようにあらわすことができる。

$$\sigma_{up} \int_0^{(2+m) \ell} \frac{\tilde{M}}{\sigma_u \theta(x)} dx = (g h + g r_1 + g r_2) (\tilde{A}_p + \omega \tilde{A}_n) + p (\tilde{B}_p + \omega \tilde{B}_n) + P (\tilde{C}_p + \omega \tilde{C}_n) + g h \tilde{N}_1 + \tilde{N}_2 \quad (3-68)$$

ここに

$$\tilde{N}_1 = (\tilde{A}_p + \omega \tilde{A}_n)$$

$$\tilde{N}_2 = (g r_1 + g r_2) (\tilde{A}_p + \omega \tilde{A}_n) + p (\tilde{B}_p + \omega \tilde{B}_n) + P (\tilde{C}_p + \omega \tilde{C}_n)$$

$$\omega = \frac{\sigma_{up}}{\sigma_{un}}$$

σ_{up} : 設計曲げモーメントが正の範囲の下フランジの許容応力度

σ_{un} : 設計曲げモーメントが負の範囲の下フランジの許容応力度

$$\tilde{A}_p : \int_0^{(2+m) \ell} \frac{\ell^2 \tilde{\eta} m g}{\theta(x)} dx \text{ のうち設計上正の曲げモーメントが支配的となる範囲の値}$$

$$\widetilde{A}_n ; \int_0^{(2+m)\ell} \frac{\ell^2 |\widetilde{\eta}_{mg}|}{\theta(x)} dx \text{ のうち, 設計上負の曲げモーメントが支配的となる範囲の値}$$

$$\widetilde{B}_p ; \int_0^{(2+m)\ell} \frac{\ell^2 \widetilde{\eta}_{mp}}{\theta(x)} dx \text{ のうち, 設計上正の曲げモーメントが支配的となる範囲の値}$$

$$\widetilde{B}_n ; \int_0^{(2+m)\ell} \frac{\ell^2 |\widetilde{\eta}_{mp}|}{\theta(x)} dx \text{ のうち, 設計上負の曲げモーメントが支配的となる範囲の値}$$

$$\widetilde{C}_p ; \int_0^{(2+m)\ell} \frac{\ell \widetilde{\eta}_{mp}}{\theta(x)} dx \text{ のうち, 設計上正の曲げモーメントが支配的となる範囲の値}$$

$$\widetilde{C}_n ; \int_0^{(2+m)\ell} \frac{\ell |\widetilde{\eta}_{mp}|}{\theta(x)} dx \text{ のうち, 設計上負の曲げモーメントが支配的となる範囲の値}$$

つぎに第3項は,

$$\int_0^{(2+m)\ell} \theta(x) dx = 2 \int_0^\ell \theta_1(x) dx_1 + \int_0^m \theta_2(x) dx_2$$

$$= \frac{2\ell}{3}(2\zeta_1 + 1) + \frac{m\ell}{3}(2\zeta_2 + 1)$$

$$\equiv \beta_1$$

$$\left. \begin{aligned} \int_0^{(2+m)\ell} \theta^2(x) dx &= 2 \int_0^\ell \theta_1^2(x) dx_1 + \int_0^m \theta_2^2(x) dx_2 \\ &= \frac{\ell}{15} \{ 2(3+4\zeta_1+8\zeta_1^2) + m(3+4\zeta_2+8\zeta_2^2) \} \\ &\equiv \beta_2 \end{aligned} \right\} \quad (3-69)$$

もし $\zeta_1 = \zeta_2 = \zeta$ のときは

$$\left. \begin{aligned} \beta_1 &= \frac{\ell}{3}(2+m)(2\zeta+1) \\ \beta_2 &= \frac{\ell}{15}(2+m)(3+4\zeta+8\zeta^2) \end{aligned} \right\} \quad (3-69')$$

また $\zeta_1 = \zeta_2 = 1$ のときは $\beta_1 = \beta_2 = \ell(2+m)$ となり, これは等高桁の場合に相当する。

式(3-68), (3-69)を用いて, 結局, g_h は次式のように書き表せる。

$$g_h = r_{\mu} \left\{ F_0 + \frac{3f_1}{2(2+m)\ell\sigma_{up}} (g_h \widetilde{N}_1 + \widetilde{N}_2) \frac{1}{h_s} + \frac{\rho f_2}{4(2+m)\ell} (\eta \beta_1 h_s + \xi \beta_2 h_s^2) \right\} \quad (3-70)$$

式(3-70)と等断面連続桁橋に関する g_h の式(3-64)を比較すると、第2項の N_1, N_2 が \tilde{N}_1, \tilde{N}_2 に変わり、第3項で係数 $\frac{\beta_1}{\ell(2+m)}, \frac{\beta_2}{\ell(2+m)}$ の係数がかかるのみであるから、最小鋼重 g_h^* 、そのときの桁高 h_s^* を求める式は、全く類似の形になることがわかる。

この場合の逐次近似解法は以下のようなになる。いま、最小重量 g_h^* 、それに対応する桁高 h_s^* の第 j 番目の近似解を g_{hj}^*, h_{sj}^* とする。まず h_{sj}^* を用いて f_{1j}^*, f_{2j}^* を計算する。

$$f_{1j}^* = \frac{2Fo + \rho Fs_j^*}{3Fo + \rho Fs_j^*} \quad f_{2j}^* = \frac{8Fo + 3\rho Fs_j^*}{3Fo + \rho Fs_j^*}$$

ただし、上式における Fs^* の値としては、桁高が変化する場合には、全長にわたる平均値を用いるのが合理的と考えられる。 Fs^* の平均値は次式で与えられる。

$$F_{sj}^* = \frac{1}{(2+m)\ell} \int_0^{(2+m)\ell} h_{sj}^* \theta(x) [\eta + \xi h_{sj}^* \theta(x)] dx \\ - \frac{h_{sj}^*}{(2+m)\ell} (\beta_1 + \beta_2 h_{sj}^*)$$

つぎに、 g_h 式の右辺の g_h, f_1, f_2 を $g_h \rightarrow g_{hj}^*, f_1 \rightarrow f_{1j}^*, f_2 \rightarrow f_{2j}^*$ とおき既知量とみなして、 g_h が最小になる h_s を見出す。この h_s はつぎの3次方程式の正根として求められる。この式の解法は単純支持桁の項で述べた。

$$h_s^3 + \kappa h_s^2 - \lambda = 0$$

ここに

$$\kappa = \frac{\eta \beta_1}{2\xi \beta_2} \\ \lambda = \frac{3f_{1j}^* (g_{hj}^* \tilde{N}_1 + \tilde{N}_2)}{\rho \xi \beta_2 \sigma_{up} f_{2j}^*}$$

これより求まる h_s が第 $j+1$ 番目の近似解 h_{sj+1}^* である。さらにこの h_{sj+1}^* を用いて、 g_h^* の第 $j+1$ 番目の近似値 g_{hj+1}^* が求められる。また初回の仮定値としては、つぎの値を用いれば十分と思われる。

$$g_{h1}^* = q, \quad f_{11}^* = \frac{2}{3}, \quad f_{21}^* = \frac{8}{3}$$

最終値 g_h^*, h_s^* が求まれば、着目点の曲げモーメント M および桁高 $h_s^* \theta(x)$ を用いて、単純桁橋の場合と同じ手順により最小断面、上フランジの応力、単位鋼重などを求めることができる。

なお、上フランジの応力を換算した結果、これが許容応力度より大きくなるときは、その範囲だけ、上フランジの断面を大きくし、各計算値を修正しなければならないことは、他の場合と同様である。

3.3.6 合成桁橋の断面諸量

1 断面の桁を並列した活荷重合成桁橋について考察する。活荷重合成桁橋では、合成前と合成後において断面諸量が著しく異なる。合成前の断面は、鋼桁のみからなっているためノレートガーターの

場合と変るところはなく、問題はないが、合成後の断面は複雑である。最小鋼重、最小断面を求める計算の障害となるものの一つに床版コンクリートの収縮、クリープの影響がある。この影響をとらえる方法として、例えば想定弾性係数を使用すると、断面諸量の算式は比較的単純となり、ある程度規則化することは可能である。しかしながら、ここで採り挙げるのは、単純支持の合成桁橋と、プレストレスしない連続合成桁橋であり、したがって、本格的な連続合成桁橋にみられるような、プレストレスなどの重要かつ大きな持続荷重がなく、単に、コンクリートの収縮による応力およびこの収縮と後死荷重に対して生ずるクリープのみで、その大きさは比較的小さく、設計断面を支配するほどの要素とは考えられないので、断面の細部応力を照査する場合は別として、本研究では、これらの影響は無視することにする。

いま一つの問題として、合成後の断面では、コンクリート床版の厚さ、ハンチのために、その分だけ合成前より桁高が高くなる。これを厳密に考慮すると、断面諸量を求める計算、したがって後の最小重量設計が相当に複雑になる。そこで計算を単純化し、実用性を高めるために、合成後の断面では、鋼桁の上フランジがコンクリート床版の中心にあるものと仮定する。またコンクリート床版は、版厚方向の広がりとは考慮せず、中心位置に圧縮されているものとみなし、それ自体の断面二次モーメントは無視する。そして、合成後の断面に対する応力照査は、コンクリート床版の中心位置で行なうものとする。これらの仮定と、それに付随して介入する若干の近似計算は、実用的には十分許容し得るものと思われる。このような方法による誤差は通常の桁で数%に過ぎない。

なお、コンクリート床版はすでに既説のところで触れたように、版厚は鋼示に基づき、床版としての設計から定まるものとしてここでは既知と考えることにする。

(1) 合成前の断面諸量

図 3-8 に ρ 本主桁並列の合成前の基本断面を示す。合成前の断面諸量には添字 1 を用いる。

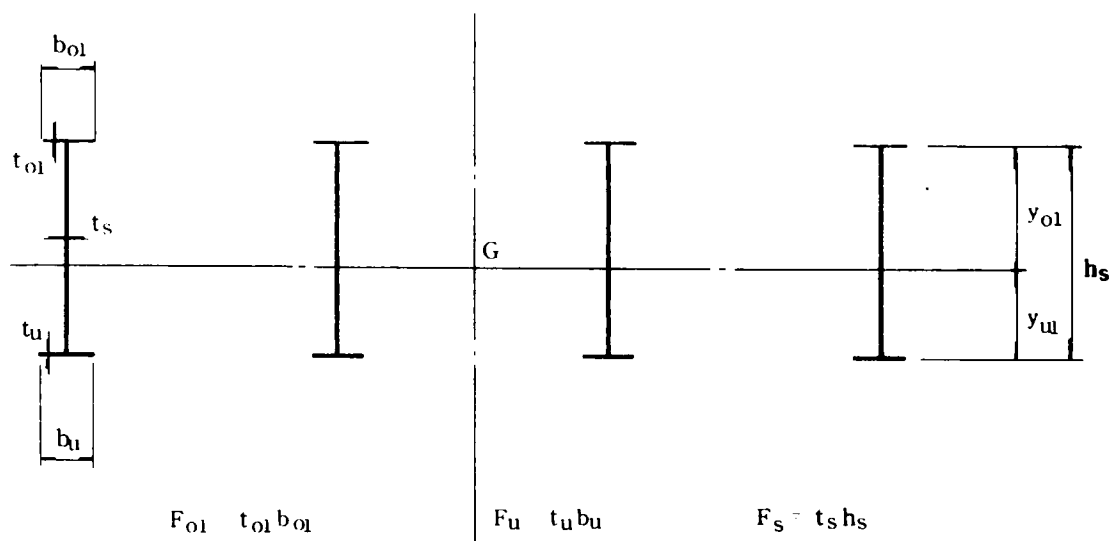


図 3-8

中立軸から上下フランジプレート中心までの距離を y_{o1} , y_{u1} とすれば、図から、式(3-1)と同様の次式となる。

$$\left. \begin{aligned} y_{o1} &= \frac{(2F_u + F_s)}{2(F_{o1} + F_u + F_s)} h_s \\ y_{u1} &= \frac{(2F_{o1} + F_s)}{2(F_{o1} + F_u + F_s)} h_s \end{aligned} \right\} \quad (3-71)$$

断面 2 次モーメント I_1 は式(3-41)と同様の手順により 1 本の主桁に対して

$$I_1 = \frac{h_s^2}{12(F_{o1} + F_u + F_s)} \{ 4F_u(3F_{o1} + F_s) + F_s(4F_{o1} + F_s) \} \quad (3-72)$$

断面係数 W_{o1} , W_{u1} は 1 本の主桁に対して

$$\left. \begin{aligned} W_{o1} &= \frac{I_1}{y_{o1}} = \frac{h_s}{6(2F_u + F_s)} \{ 4F_u(3F_{o1} + F_s) + F_s(4F_{o1} + F_s) \} \\ W_{u1} &= \frac{I_1}{y_{u1}} = \frac{h_s}{6(2F_{o1} + F_s)} \{ 4F_u(3F_{o1} + F_s) + F_s(4F_{o1} + F_s) \} \end{aligned} \right\} \quad (3-73)$$

鋼桁全断面積は

$$F = \rho(F_{o1} + F_u + F_s) \quad (3-74)$$

となる。

(2) 合成後の断面諸量

図 3-9 に ρ 本主桁並列の場合の合成後の基本断面を示す。合成後の桁高を H_s で表わすと、合成前の桁高 h_s との関係はつぎのようである。

$$H_s = h_s + d \quad (3-75)$$

ここに

$$d = \frac{t_{o2}}{2} + d_1$$

d_1 ; ハンチの高さ

また、鋼材とコンクリートの弾性係数の比を n で表わす。

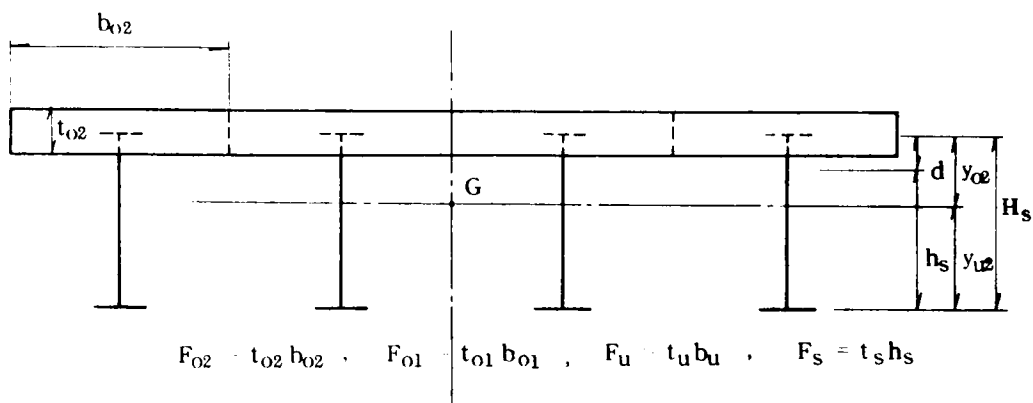


図 3-9

以下，合成後の断面諸量には添字 2 を用いる。

断面の中立軸から上下フランジプレートまでの距離 y_{o2} 、 y_{u2}

$$y_{o2} = \frac{(2F_u + F_s)H_s}{2(F_{o1} + \widetilde{F}_{o2} + F_u + F_s)}$$

$$y_{u2} = \frac{(2F_{o1} + 2\widetilde{F}_{o2} + F_s)H_s}{2(F_{o1} + \widetilde{F}_{o2} + F_u + F_s)}$$

(3-76)

ただし，

$$\widetilde{F}_{o2} = \frac{F_{o2}}{n}$$

コンクリート床版自身の断面 2 次モーメントを無視すれば，合成桁断面の断面 2 次モーメント I_2 ，断面形数 W_{o2} 、 W_{u2} は，一本の主桁に対し，それぞれ次のようになる。

$$I_2 = \left\{ (F_{o1} + \widetilde{F}_{o2}) y_{o2}^2 + F_u y_{u2}^2 + \int_{-y_{u2}}^{y_{o2}} t_s y^2 dy \right\}$$

$$\frac{H_s^2}{12(F_{o1} + \widetilde{F}_{o2} + F_s)} \left\{ 4F_u [3F_{o1} + 3\widetilde{F}_{o2} + F_s] + F_s [4F_{o1} + 4\widetilde{F}_{o2} + F_s] \right\}$$

(3-77)

$$W_{o2} = \frac{I_2}{y_{o2}} = \frac{H_s}{6(2F_u + F_s)} \left\{ 4F_u [3F_{o1} + 3\widetilde{F}_{o2} + F_s] + F_s [4F_{o1} + 4\widetilde{F}_{o2} + F_s] \right\}$$

$$W_{u2} = \frac{I_2}{y_{u2}} = \frac{H_s}{6(2F_{o1} + 2\widetilde{F}_{o2} + F_s)} \left\{ 4F_u [3F_{o1} + 3\widetilde{F}_{o2} + F_s] + F_s [4F_{o1} + 4\widetilde{F}_{o2} + F_s] \right\}$$

(3-78)

3.3.7 単純合成桁橋の最小鋼重および最小断面

前述のように、コンクリートの収縮およびクリープの影響を無視し、したがって、断面力としては、合成前後の曲げモーメントのみを考慮する。これらを M_1 、 M_2 で表わす。

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= M_{d1} = \frac{1}{2}(g_h + g_{r1} + g_b)(\ell x - x^2) \equiv \frac{1}{2}(g_h + q_1)(\ell x - x^2) \\ M_2 &= M_{d2} + M\ell = \frac{1}{2}(g_{r2} + p + \frac{2P}{\ell})(\ell x - x^2) \equiv \frac{1}{2}q_2(\ell x - x^2) \end{aligned} \right\} \quad (3-79)$$

ただし、

$$q_1 = g_{r1} + g_b$$

$$q_2 = g_{r2} + p + \frac{2P}{\ell}$$

ここに

M_{d1} ; 合成前の死荷重による曲げモーメント (tm)

M_{d2} ; 合成後の死荷重による曲げモーメント (tm)

$M\ell$; 衝撃を考慮した活荷重による曲げモーメント (tm)

g_h ; 主桁鋼重 (t/m)

g_{r1} ; 補正係数 μ によつて考慮されない二次的鋼重 (t/m)

g_b ; 主としてコンクリート床版からなるその他の前死荷重 (t/m)

g_{r2} ; 後死重 (t/m)

つぎに曲げモーメントと断面諸量との関係は、次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} n\sigma_b &\leq \frac{M_2}{\rho W_{o2}} & (a) \\ \sigma_o &\leq \frac{M_1}{\rho W_{o1}} + \frac{M_2}{\rho W_{o2}} & (b) \\ \sigma_u &\leq \frac{M_1}{\rho W_{u1}} + \frac{M_2}{\rho W_{u2}} & (c) \end{aligned} \right\} \quad (3-80)$$

ここに

σ_b ; コンクリート床版の版中心における許容応力度 (t/m²)

σ_o ; 鋼桁上フランジの許容応力度 (t/m²)

σ_u ; 鋼桁下フランジの許容応力度 (t/m²)

式(3-80)の釣合式から断面の未知量を求め、まず、鋼桁断面積を許容応力度、断面力、桁高で表現する。

ところで合成桁橋におけるコンクリート床版は、床版作用と主桁作用を同時に果たすため、常に許容応力度まで十分に活用できない断面も存在する。したがつて式(3-80)の中で式(a)は制限式ないしは照査式として用いることにし式(b)、(c)から鋼桁断面積を求めることを考える。

式(3-80)に式(3-73)、(3-78)を適用すれば、式(3-80)は式(3-81)となる。

$$n\sigma_b \leq \frac{6M_2(2Fu + Fs)}{\rho H_s \{4Fu[3Fo_2 + 3\tilde{F}o_2 + Fs] + Fs[4Fo_1 + 4\tilde{F}o_2 + Fs]\}} \quad (a)$$

$$\sigma_o \leq \frac{6M_1(2Fu+Fs)}{\rho_{hs}\{4Fu(3Fo+Fs)+Fs(4Fo_1+Fs)\}} + \frac{6M_2(2Fu+Fs)}{\rho_{hs}\{4Fu(3Fo_1+3\widetilde{Fo}_2+Fs)+Fs(4Fo_1+4\widetilde{Fo}_2+Fs)\}} \quad (b)$$

$$\sigma_u \leq \frac{6M_1(2Fo_1+Fs)}{\rho_{hs}\{4Fu(3Fo_1+Fs)+Fs(4Fo_1+Fs)\}} + \frac{6M_2(2Fo_1+2\widetilde{Fo}_2+Fs)}{\rho_{hs}\{4Fu(3Fo_1+3\widetilde{Fo}_2+Fs)+Fs(4Fo_1+4\widetilde{Fo}_2+Fs)\}} \quad (c)$$

(3-81)

式(3-81)の式(b), (c)から, 鋼桁の上下フランジの断面積 Fo_1 , Fu を求める。両式において等号が成り立つ場合を考えると, 未知量および式の数が各2個で解を得ることができる。しかし, 直接的に解を求めようとすると相当複雑になることが予想され, また, 最小重量およびそのときの桁高を求めることが困難となることも考えられるので, ここでは, 鋼床版桁橋の場合と同様に, 未知数であつても分母分子に同次の形で表現される量はほとんど値が変化しないことに着目して, 解を得る方法を考える。上下フランジにおける合成前と合成後の応力度を, それぞれ σ_{o1} , σ_{o2} , σ_{u1} , σ_{u2} とすれば, つぎの関係式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{o1} + \sigma_{o2} &= \sigma_o \\ \sigma_{o1} &= \frac{6M_1(2Fu+Fs)}{\rho_{hs}\{4Fu(3Fo_1+Fs)+Fs(4Fo_1+Fs)\}} \\ \sigma_{o2} &= \frac{6M_2(2Fu+Fs)}{\rho_{hs}\{4Fu(3Fo_1+3\widetilde{Fo}_2+Fs)+Fs(4Fo_1+4\widetilde{Fo}_2+Fs)\}} \end{aligned} \right\} \quad (3-82)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{u1} &= \sigma_{u2} - \sigma_u \\ \sigma_{u1} &= \frac{6M_1(2Fo_1+Fs)}{\rho_{hs}\{4Fu(3Fo_1+Fs)+Fs(4Fo_1+Fs)\}} \\ \sigma_{u2} &= \frac{6M_2(2Fo_1+2\widetilde{Fo}_2+Fs)}{\rho_{hs}\{4Fu(3Fo_1+3\widetilde{Fo}_2+Fs)+Fs(4Fo_1+4\widetilde{Fo}_2+Fs)\}} \end{aligned} \right\} \quad (3-83)$$

式(3-82)から Fo_1 を求める。後半の2式から

$$Fo_1 = \frac{3M_1}{2\rho_{hs}\sigma_{o1}} \cdot \frac{(2Fu+Fs)}{(3Fu+Fs)} - \frac{Fs}{4} \cdot \frac{(4Fu+Fs)}{(3Fu+Fs)}$$

$$Fo_1 = \frac{3M_2}{2\rho_{hs}\sigma_{o2}} \cdot \frac{(2Fu+Fs)}{(3Fu+Fs)} - \frac{Fs}{4} \cdot \frac{(4Fu+Fs)}{(3Fu+Fs)} - \widetilde{Fo}_2$$

(3-84)

式(3-84)における $\frac{2Fu+Fs}{3Fu+Fs}$, $\frac{4Fu+Fs}{3Fu+Fs}$ などは Fu , Fs を分母, 分子に同次の形で含む分数式であつて, 後述するように Fu , Fs の相当の変化に対して値がほとんど変わらず, ほぼ一定値とみなし得る数値である。

この式を略して表現し, 2つの式を等値とおくことにより次式が得られる。

$$\frac{A_1}{\sigma_{o1}} - B_1 = \frac{C_1}{\sigma_{o2}} - D_1 \quad (3-85)$$

ここに

$$A_1 = \frac{3M_1}{2\rho h s} \cdot \frac{(2Fu + Fs)}{(3Fu + Fs)}$$

$$B_1 = \frac{Fs}{4} \cdot \frac{(4Fu + Fs)}{(3Fu + Fs)}$$

$$C_1 = \frac{3M_2}{2\rho H s} \cdot \frac{(2Fu + Fs)}{(3Fu + Fs)}$$

$$D_1 = \widetilde{Fo}_2 + \frac{Fs}{4} \cdot \frac{(4Fu + Fs)}{(3Fu + Fs)}$$

これと $\sigma_{o1} + \sigma_{o2} = \sigma_o$ から σ_{o1} , σ_{o2} が求まり、これを式(3-84)のいずれかに代入することにより Fo_1 の値が得られる。

$\sigma_{o1} + \sigma_{o2} = \sigma_o$ 及び式(3-85)よりつぎの形で σ_{o1} に関する二次方程式が得られる。

$$a \sigma_{o1}^2 + b \sigma_{o1} - c = 0 \quad (3-86)$$

ここに

$$a = D_1 - B_1 - \widetilde{Fo}_2 > 0$$

$$b = A_1 + C_1 - (D_1 - B_1) \sigma_o$$

$$c = \frac{3(2Fu + Fs)}{2\rho(3Fu + Fs)} \cdot \left(\frac{M_1}{hs} + \frac{M_2}{Hs} \right) - \widetilde{Fo}_2 \sigma_o$$

$$c = A_1 \sigma_o - \frac{3M_1}{2hs} \cdot \frac{(2Fu + Fs)}{(3Fu + Fs)} \sigma_o > 0$$

したがって

$$\sigma_{o1} = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 4ac}}{2a}$$

$a > 0$, $c > 0$ であり, $\sigma_{o1} > 0$ でなければならないから, 求める σ_o は

$$\sigma_{o1} = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 4ac}}{2a} \quad (3-87)$$

である。これを式(3-84)に代入することにより, ほとんど一定値とみなされる近似値 $\frac{2Fu + Fs}{3Fu + Fs}$, $\frac{4Fu + Fs}{3Fu + Fs}$ を用いて, Fo_1 を求めることができる。

この方法による Fo_1 には式(3-86), (3-87)で明らかなように, 無理式の形で M_1 , M_2 を含んでおり, これを全橋について積分し, 最小重量および対応する桁高を求めることは実用的でない。また, 各着目点の最小断面を求める場合でも, この方法により得られる解は非常に小さな値となり, 示方書に規定される制限断面で決まることも少くない。さらに, 合成前と合成後においては, 上フランジの座屈に対する構造係が異なっており, 一般には, 合成前の荷重で桁の横倒れ座屈を考慮した許容応力度で上フランジ断面が決定されることが多い。このような事情から, 最小重量を求める場合には, Fo_1 の値が精度が多少低くなつても, 全体にほとんど影響を与えないのでつぎの方法を用いることにする。すなわち, 式(3-81)の(a), (b)の関係式を用いて求める $\sigma_{o1} = \sigma_o - n \sigma_o$ と合成前の許容応力度の推定値とのいずれかきびしい値を用いて既知として与えることにする。

後者の方は, 鋼道示に一般につぎの形で与えられている。

$$\sigma_{01} = \left\{ \sigma_a + \alpha \left(\frac{F_s}{b} - \beta \right) \right\} \nu$$

ここに

σ_a : 許容応力度の上限値

\bar{e} : 圧縮フランジの固定点間距離

b : 圧縮フランジの幅

α, β : 常数

ν : 架設時に対する許容応力度の割増係数

$\bar{e} \leq b$ として \bar{e} は 6 m の最大対傾構間隔を用い、 b は最小制限幅ないしはジベル配置などから定めればよい。

このように、 σ_{01} を既知とすることにより、 F_{01} は式 (3-84) の前式より直接求めることができる。

また、 F_u についても、全く同様に式 (3-83) より順次次の各式が求まる。

$$\begin{aligned} F_u &= \frac{3M_1 (2F_{01} + F_s)}{2\rho\sigma_{u1}hs (3F_{01} + F_s)} - \frac{F_s (4F_{01} + F_s)}{4 (3F_{01} + F_s)} \\ F_u &= \frac{3M_2 (2F_{01} + 2\widetilde{F}_{02} + F_s)}{2\rho\sigma_{u2}Hs (3F_{01} + 3\widetilde{F}_{02} + F_s)} - \frac{F_s (4F_{01} + 4\widetilde{F}_{02} + F_s)}{4 (3F_{01} + 3\widetilde{F}_{02} + F_s)} \end{aligned} \quad (3-88)$$

$$\frac{A_2}{\sigma_{u1}} - B_2 - \frac{C_2}{\sigma_{u2}} - D_2 \quad (3-89)$$

ここに

$$\begin{aligned} A_2 &= \frac{3M_1 (2F_{01} + F_s)}{2\rho hs (3F_{01} + F_s)} \\ B_2 &= \frac{F_s (4F_{01} + F_s)}{4 (3F_{01} + F_s)} \\ C_2 &= \frac{3M_2 (2F_{01} + 2\widetilde{F}_{02} + F_s)}{2\rho Hs (3F_{01} + 3\widetilde{F}_{02} + F_s)} \\ D_2 &= \frac{F_s (4F_{01} + 4\widetilde{F}_{02} + F_s)}{4 (3F_{01} + 3\widetilde{F}_{02} + F_s)} \end{aligned}$$

$$a \sigma_{u1}^2 + b \sigma_{u1} - c = 0 \quad (3-90)$$

ここに

$$a = D_2 - B_2 - \frac{F_s (4F_{01} + 4\widetilde{F}_{02} + F_s)}{4 (3F_{01} + 3\widetilde{F}_{02} + F_s)} - \frac{F_s (4F_{01} + F_s)}{4 (3F_{01} + F_s)} \cdots \cdots > 0$$

$$b = A_2 + C_2 - (D_2 - B_2) \sigma_u$$

$$\frac{3}{2\rho} \left\{ \frac{M_1 (2F_{01} + F_s)}{hs (3F_{01} + F_s)} + \frac{M_2 (2F_{01} + 2\widetilde{F}_{02} + F_s)}{Hs (3F_{01} + 3\widetilde{F}_{02} + F_s)} \right\} - \frac{F_s}{4} \left\{ \frac{(4F_{01} + 4\widetilde{F}_{02} + F_s)}{(3F_{01} + 3\widetilde{F}_{02} + F_s)} - \frac{(4F_{01} + F_s)}{(3F_{01} + F_s)} \right\} \sigma_u$$

$$c \quad A_2 \sigma_u = \frac{3M_1}{2\rho h_s} \cdot \frac{(2F_{01}+F_s)}{(3F_{01}+F_s)} \sigma_u \dots\dots\dots > 0$$

$$\sigma_{u1} = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 4ac}}{2a} \quad (3-91)$$

F_{01} の場合と同じく式(3-91)を式(3-88)に代入することにより近似値 $\frac{2F_{01}+F_s}{3F_{01}+F_s} \cdot \frac{4F_{01}+F_s}{3F_{01}+F_s}$ を用いて F_u を求めることができる。

しかし、 F_{01} の場合と同様にこれは全橋にわたって積分し、最小重量およびこれに対応する桁高を求めることは実用的でない。そこで、 D_2-B_2 の大きさについて考えてみると、 D_2 、 B_2 とも F_{01} 、 \widetilde{F}_{02} 、 F_s を分母分子に同じ次数で含んでおり、まったく同形をなしていることがわかる。この値は、 \widetilde{F}_{01} 、 F_{02} 、 F_s の値によつて変化するが、一般に、 $F_{01} \ll F_s$ 、 \widetilde{F}_{02} であり、最も極端な場合として、 $F_{01} \ll F_s$ 、 $F_s \ll F_{01} + \widetilde{F}_{02}$ とみなされる場合も含めて、つぎの関係が成立つことは明らかである。

$$\frac{F_s}{4} < B_2 < D_2 < \frac{F_s}{3}$$

すなわち、 B_2 と D_2 の値は $\frac{F_s}{4} \sim \frac{F_s}{3}$ の範囲にあり、 $D_2 > B_2$ であるが、 B_2 と D_2 の値は実施例について比較してもほとんど差のないことが明らかである。したがつて、最小重量およびそのときの桁高を求める場合には、実用的な見地から $B_2 = D_2$ として計算をすすめることとし、 F_u は若干大きな値を与える式(3-88)の前式によつて計算するものとする。

したがつて、近似的に $D_2 - B_2 = 0$ とおけば、 σ_{u1} は式(3-90)よりつぎのようになる。

$$\sigma_{u1} = \frac{c}{b} = \frac{A_2 \sigma_u}{A_2 + C_2} \quad (3-91')$$

これを式(3-88)の前式に代入することにより、 F_u は次式のように表わされる。

$$F_u = \frac{3}{2\rho\sigma_u} \left\{ \frac{M_1(2F_{01}+F_s)}{h_s(3F_{01}+F_s)} + \frac{M_2(2F_{01}+2\widetilde{F}_{02}+F_s)}{H_s(3F_{01}+3\widetilde{F}_{02}+F_s)} \right\} - \frac{F_s(4F_{01}+F_s)}{4(3F_{01}+F_s)} \quad (3-92)$$

最小重量を求める場合には、 F_u の式として若干大きな値を与える式(3-92)が妥当と考えられるが各着目点の最小断面を求めるときには、式(3-91)を用いるか、または、計算を簡略化して次式によるのも有効と考えられる。

$$F_u = \frac{3}{2\rho\sigma_u} \left\{ \frac{M_1(2F_{01}+F_s)}{h_s(3F_{01}+F_s)} + \frac{M_2(2F_{01}+2\widetilde{F}_{02}+F_s)}{H_s(3F_{01}+3\widetilde{F}_{02}+F_s)} \right\} - \frac{F_s}{8} \left\{ \frac{(4F_{01}+F_s)}{(3F_{01}+F_s)} + \frac{(4F_{01}+4\widetilde{F}_{02}+F_s)}{(3F_{01}+3\widetilde{F}_{02}+F_s)} \right\} \quad (3-88')$$

さて、以上により若干の近似値を含むが、 F_{01} 、 F_u を与える式が得られた。式(3-84)前式の F_{01} 、式(3-92)の F_u を式(3-74)に代入することにより、鋼桁の全断面積はつぎのように求められる。

$$\begin{aligned} F &= \rho(F_{01} + F_s + F_u) \\ &= \frac{3f_1}{2\sigma_u} \cdot \frac{M_1}{h_s} + \frac{3f_2}{2\sigma_u} \cdot \frac{M_2}{H_s} + \frac{\rho f_3}{4} F_s \\ &= \frac{3f_1}{2\sigma_u} \cdot \frac{M_1}{h_s} + \frac{3f_2}{2\sigma_u} \cdot \frac{\alpha M_2}{h_s} + \frac{\rho f_3}{4} (\eta h_s + \xi h_s^2) \end{aligned} \quad (3-92)$$

ここに

$$f_1 = \frac{\sigma_u}{\sigma_{o1}} \cdot \frac{(2Fu+Fs)}{(2Fu+Fs)} + \frac{(2Fo1+Fs)}{(3Fo1+Fs)}$$

$$f_2 = \frac{2Fo1+2\widetilde{Fo2}+Fs}{3Fo1+3\widetilde{Fo2}+Fs}$$

$$f_3 = 4 - \frac{(4Fo1+Fs)}{(3Fo1+Fs)} - \frac{(4Fu+Fs)}{(3Fu+Fs)}$$

$$\alpha = 1 - \frac{d}{hs}$$

ただし

$$\frac{1}{Hs} = \frac{1}{hs+d} = \frac{1}{hs} \left(1 - \frac{d}{hs}\right) \equiv \frac{\alpha}{hs}$$

これらの f_1, f_2, f_3 の中には、なお $Fo1, Fu, Fs$ などの未知量を含んでいるが、すでに述べたようにこれらを含む分数式は、 $Fo1, Fu, Fs$ などの相当の変化に対しても、ほとんど値が変わらずほぼ一定値とみなすことができる。

ここで、 f_1, f_2, f_3 の値について検討を加えてみる。合成桁橋の標準設計や多数の実施例について $\frac{Fo1}{Fs}, \frac{Fu}{Fs}, \frac{Fo2}{Fs}$ などの値を調査すると、極端な場合も含めてつぎのような範囲にあることが知られる。

$$\frac{Fo1}{Fs} = 0.1 \sim 0.6 \quad \frac{Fu}{Fs} = 0.30 \sim 1.2 \quad \frac{\widetilde{Fo2}}{Fs} = 2 \sim 6$$

これを用いて、 $Fs, Fu, Fo1, \widetilde{Fo2}$ などを含む項を計算すると、つぎのようになる。

$$\frac{2Fu+Fs}{3Fu+Fs} = 0.740 \sim 0.842$$

$$\frac{2Fo1+Fs}{3Fo1+Fs} = 0.786 \sim 0.924$$

$$\frac{2Fo1+2\widetilde{Fo2}+Fs}{3Fo1+3\widetilde{Fo2}+Fs} = 0.683 \sim 0.712$$

$$\frac{4Fo1+4\widetilde{Fo2}+Fs}{3Fo1+4\widetilde{Fo2}+Fs} = 1.29 \sim 1.32$$

$$\frac{4Fo1+Fs}{3Fo1+Fs} = 1.08 \sim 1.22$$

$$\frac{4Fu+Fs}{3Fu+Fs} = 1.04 \sim 1.16$$

これより明らかなように、個々の F_i は相当に変化するが分数式としては、各式ともほとんど値が変化せず、ほぼ一定値に近いことがわかる。また、これらの値は各数値の取り得る両極端を示しており、通常の設計では、その平均的な値が最も多く使用されている。そこで、本研究では、最小重量およびそのときの桁高を求める場合には簡単のためにつぎのように各値を定めることにする。

$$\frac{2Fu+Fs}{3Fu+Fs} = 0.800 \quad \text{あるいは} \quad \frac{5}{6}$$

$$\begin{aligned}\frac{2F_{o1} + F_s}{3F_{o1} + F_s} &= 0.850 \quad \text{あるいは} \frac{7}{8} \\ \frac{2F_{o1} + 2\widetilde{F}_{o2} + F_s}{3F_{o1} + 3\widetilde{F}_{o2} + F_s} &= 0.700 \quad \text{あるいは} \frac{7}{10} \\ \frac{4F_{o1} + 4\widetilde{F}_{o2} + F_s}{3F_{o1} + 4\widetilde{F}_{o2} + F_s} &= 1.30 \quad \text{あるいは} \frac{4}{3} \\ \frac{4F_{o1} + F_s}{3F_{o1} + F_s} &= 1.15 \quad \text{あるいは} \frac{9}{8} \\ \frac{4F_u + F_s}{3F_u + F_s} &= 1.10 \quad \text{あるいは} \frac{7}{6}\end{aligned}$$

したがって式(3-92)に含まれる f_1, f_2, f_3 の値はつぎのようになる。

$$\begin{aligned}f_1 &= \frac{0.80\sigma_u}{\sigma_{o1}} + 0.85 \quad \text{あるいは} \quad \frac{5}{6} \frac{\sigma_u}{\sigma_{o1}} + \frac{7}{8} \\ f_2 &= 0.70 \quad \text{あるいは} \quad \frac{7}{10} \\ f_3 &= 1.75 \quad \text{あるいは} \quad \frac{7}{4}\end{aligned} \quad (3-93)$$

さて、合成桁橋の鋼桁断面積を求める式が明らかとなつたので、つぎに単純合成桁の鋼重 G_h を求める。 G_h は式(3-13)をそのまま使用すればよく、これに式(3-79)、(3-92)を代入して、次式とする。

$$\begin{aligned}G_h &= \frac{\gamma\mu}{\ell} \int_0^\ell F \, dx = \frac{\gamma\mu}{\ell} \int_0^\ell \left\{ \frac{3f_1}{2\sigma_u} \frac{M_1}{hs} + \frac{3f_2}{2\sigma_u} \frac{\alpha M_2}{hs} + \frac{\rho f_3}{4} (\eta hs + \xi hs^2) \right\} dx \\ &= \frac{\gamma\mu}{8} \left\{ \frac{\ell^2}{\sigma_u hs} [f_1(G_h + Q_1) + \alpha f_2 Q_2] + 2\rho f_3 (\eta hs + \xi hs^2) \right\} \quad (3-94)\end{aligned}$$

なお、前述のように、最小重量及びそのときの桁高を求める場合には、式中の f_1, f_2, f_3 には式(3-93)の各値を用いればよい。

鋼床版桁橋の場合と同様、逐次近似法によつて G_h^*, hs^* を求める。ただしそのさいに、 α は hs の関数であるが、常数として取り扱い、逐次近似計算の過程で修正を行なうものとする。

式(3-94)を基本としてこの場合の逐次近似計算はつぎのようになる。いま第 j 番目の最小鋼重目標値を G_{hj}^* とすれば、第 $j+1$ 番目の最小重量に対応する桁高 h_{sj+1}^* はつぎの方程式の正根として求められる。

① $\xi \neq 0$ の場合

$$hs^3 + \kappa hs^3 - \lambda = 0$$

ここに

$$\kappa = \frac{\zeta}{2\xi}$$

$$\lambda = \frac{[f_1(G_{hj} + Q_1) + \alpha_j f_2 Q_2] \ell^2}{4\rho \xi \sigma_u f_3} \quad (3-95)$$

hs の解を求める逐次近似法は鋼床版の場合と同様でよい。

(2) $\xi = 0$ の場合

$$hs^2 - \bar{\lambda} = 0$$

ここに

$$\bar{\lambda} = \frac{[f_1(g_{hj} + q_1) + \alpha_j f_2 q_2] \ell^2}{2 \rho \eta \sigma_u f_3} \quad (3-96)$$

(3) $\eta = 0$ の場合

式(3-95)において $\eta = 0$ とおけばよい。

式(3-95)ないしは式(3-96)の解が hs の第 $j+1$ 番目の近似値を与える h_{sj+1}^* が求まれば、第 $j+1$ 番目の最小鋼重 g_{hj+1}^* は式(3-94)を用いて容易に計算される。

なお、 g_{hj}^* の初期値には、 $g_{hj}^* = \frac{1}{2} q_1$ を用いれば十分と思われる。 g_h^* 、 h_s^* が求まれば、最小鋼重に対応する各着目点の断面は、つぎのようにして求めることができる。 F_s の値はすでに明らかである。 F_{o1} 、 F_u については、まず、式(3-84)前式と、式(3-92)あるいは式(3-88')を用いて F_{o1} 、 F_u の近似値を求める。その場合、右辺各項の F_{o1} 、 \tilde{F}_{o2} 、 F_u 、 F_s などを含んだ分数式の係数は、ほぼ一定値であり、既知として与える式(3-93)参照。またここで、示方書に規定される部材の最小厚および最小幅に対する検討を加えることが必要である。

つぎに、これらの近似値を用いて、 F_{o1} は式(3-84)、 F_u は式(3-88)、(3-91)あるいは式(3-88')により計算する。

この結果求まる値をさらに仮定値として同じ計算を収斂するまで繰返せばよい。

なお、全鋼重、単位鋼重は、単純鋼床版桁橋の場合と同じく、式(3-59)で求められる。

3.3.8 プレストレスしない連続合成桁橋

プレストレスしない連続合成桁橋は既述のように、鋼桁とコンクリート床版からなる連続ないしは、ゲルバー桁橋において、正の曲げモーメントに対しては合成断面で、また負の曲げモーメントに対しては鋼桁と床版中の縦方向鉄筋(鋼断面)で設計するものであつて、詳細設計の実施の際には問題となる事項も多いが、ここではつぎの仮定のもとに単純化して取り扱うことにする。

- (a) 合成断面の断面諸量は単純合成桁橋の場合と同様に考える。
- (b) 鋼断面区間については、コンクリート版中の鉄筋を断面に算定することが前提とされているが、ここでは、鋼桁断面の上フランジにこの鉄筋も含まれているものとみなして近似的に計算をすすめる。したがつて、最小断面として求まる上フランジの鋼桁断面積から、ひび割れ防止等によつて定まるコンクリート床版の鉄筋量を差し引いた残りを実際の鋼桁上フランジ断面とすることになる。
- (c) 合成区間、鋼断面区間の区分は詳細設計では必要とされていないが、ここでは計算の便宜上、死荷重曲げモーメントが 0 となる位置で分けることにする。
- (d) コンクリートの収縮および持続応力に対するクリープの影響は無視する。

以上の仮定は、本研究の目的の範囲内では許容し得るものと考えられる。

(1) 鋼断面区間の断面諸量

これは合成桁における合成前の断面諸量の各式で添字 1 を取り除いた式に全く相等しい。

いま、

F_o to b_o ; 主桁上フランジの断面積

$F_s = t_s h_s$; 主桁腹板の断面積

$F_u = t_u b_u$; 主桁下フランジの断面積

ρ ; 主桁本数

とすれば

$$y_o = \frac{(F_o + 2F_u)hs}{2(F_o + F_u + F_s)} \quad y_u = \frac{(F_s + 2F_o)hs}{2(F_o + F_u + F_s)}$$

$$I = \frac{\rho hs^2}{12(F_o + F_u + F_s)} \{ 4F_u(3F_o + F_s) + F_s(4F_o + F_s) \}$$

(3-97)

$$W_o = \frac{\rho hs}{6(2F_u + F_s)} \{ 4F_u(3F_o + F_s) + F_s(4F_o + F_s) \}$$

$$W_u = \frac{\rho hs}{6(2F_o + F_s)} \{ 4F_u(3F_o + F_s) + F_s(4F_o + F_s) \}$$

曲げモーメントを $M(=M_1+M_2)$ とすれば, $\sigma_o = \frac{M}{W_o}$ および $\sigma_u = \frac{M}{W_u}$ から F_o, F_u はつぎのように求められる。

$$F_o = \left(\frac{\sigma_u}{6\sigma_o} - \frac{1}{3} \right) F_s + \frac{1}{\sigma_o} \frac{M}{hs}$$

(3-98)

$$F_u = \left(\frac{\sigma_o}{6\sigma_u} - \frac{1}{3} \right) F_s + \frac{1}{\sigma_u} \frac{M}{hs}$$

また, 鋼桁の全断面積は次式で与えられる。

$$F = \rho(F_o + F_u + F_s)$$

$$= \frac{\sigma_o + \sigma_u}{6\sigma_o \sigma_u} \frac{M}{hs} + \rho \frac{(\sigma_o + \sigma_u)^2}{6\sigma_o \sigma_u} (\eta hs + \xi hs^2)$$

(3-99)

(2) 最小鋼重, 最小断面

側径間と中央径間のスパン比が $1:m$ の対称の 3 径間連続合成桁橋について, 最小鋼重および最小断面の算式を誘導する。既述の連続鋼床版桁橋の場合に明らかなように, 等断面桁と変断面桁では解の形がほとんど同形で表現し得るので, ここではこれらをまとめて一括して取り扱うことにする。

さて, プレストレスしない連続合成桁橋の設計曲げモーメントは次式で表わされる。

合成区間

$$M_1 = (g_h + q_1) \ell^2 \tilde{\eta}_{mp} \quad \text{合成前}$$

$$M_2 = g_{r2} \ell^2 \tilde{\eta}_{mg} + p \ell^2 \tilde{\eta}_{mp} + P \ell \tilde{\eta}_{mp} \quad \text{合成後}$$

(3-100)

鋼断面区間

$$M = M_1 + M_2 = g_h \ell^2 \tilde{\eta}_{mg} + q_1 \ell^2 \tilde{\eta}_{mg} + p \ell^2 \tilde{\eta}_{mp} + P \ell \tilde{\eta}_{mp}$$

(3-101)

ただし $q = q_1 + g_{r2}$

ここに

$q_1 = g_{r1} + g_b$; 主桁鋼重を除く前死荷重

g_{r2} ; 後死荷重

$p, P, \epsilon^2 \widetilde{\eta}_{mg}, \epsilon^2 \widetilde{\eta}_{mp}, \epsilon \widetilde{\eta}_{mP}$: 連続鋼床版桁橋の場合と同様
(等断面桁の場合も含むものとする)

つぎに、ここに必要な鋼桁断面積を再記するとつぎのようである。式(3-92), (3-99)から、
図3-7を参照して、つぎのように表わされる。

合成区間(添字 p を付す)

$$F_p = \frac{3}{2\sigma_{up}} \left\{ f_1 \frac{M_1}{hs\theta(x)} + \alpha f_2 \frac{M_2}{hs\theta(x)} \right\} + \frac{\rho f_3}{4} [\eta_{hs}\theta(x) + \xi_{hs} \theta^2(x)^2] \quad (3-102)$$

鋼断面区間(添字 n を付す)

$$F_n = \frac{\sigma_{on} + \sigma_{un}}{\sigma_{on} \cdot \sigma_{un}} \cdot \frac{M}{hs\theta(x)} + \frac{\rho(\sigma_{on} + \sigma_{un})^2}{6\sigma_{on}\sigma_{un}} [\eta_{hs}\theta(x) + \xi_{hs} \theta^2(x)^2] \quad (3-103)$$

主桁の鋼重 g_h は式(3-63)よりつぎのようになる。 積分の p は合成区間, n は非合成区間を示す。

$$g_h = \frac{\gamma\mu}{(2+m)\ell} \left\{ \int_p F_p dx + \int_n F_n dx \right\} \\ = \frac{\gamma\mu}{(2+m)\ell} \left\{ (S_1 g_h + S_2) \frac{1}{hs} + \rho \eta S_3 \eta_{hs} + \rho \xi S_4 \xi_{hs} \right\} \quad (3-104)$$

ここに,

$$S_1 = \frac{3f_1}{2\sigma_{up}} \widetilde{A}_p + \frac{\sigma_{on} + \sigma_{un}}{\sigma_{on} \sigma_{un}} \widetilde{A}_n \\ S_2 = \frac{3}{2\sigma_{up}} \left\{ f_1 q_1 \widetilde{A}_p + \alpha f_2 (g_{r2} \widetilde{A}_p + p \widetilde{B}_p + P \widetilde{C}_p) \right\} + \frac{\sigma_{on} + \sigma_{un}}{\sigma_{on} \sigma_{un}} (q \widetilde{A}_n + p \widetilde{B}_n + P \widetilde{C}_n) \\ S_3 = \frac{f_3}{4} \beta_{1p} + \frac{(\sigma_{on} + \sigma_{un})^2}{6\sigma_{on}\sigma_{un}} \beta_{1n} \\ S_4 = \frac{f_3}{4} \beta_{2p} + \frac{(\sigma_{on} + \sigma_{un})^2}{6\sigma_{on}\sigma_{un}} \beta_{2n} \\ \beta_{1p} = \int_p \theta(x) dx \\ \beta_{2p} = \int_p \theta^2(x) dx \\ \beta_{1n} = \int_n \theta(x) dx \\ \beta_{2n} = \int_n \theta^2(x) dx \quad (3-105)$$

上記のうち、 $\beta_{1p}, \beta_{1n}, \beta_{2p}, \beta_{2n}$ などは変断面桁の場合には、死荷重曲げモーメント図から積分区間を定めて求められる。これはあらかじめ実用範囲に対して計算し、数値を与えることにする。

等断面桁では、 $\theta(x) = \theta^2(x) = 1$ であつて、次式で与えられる。

$$\beta_{1p} = \beta_{2p} = \left\{ 2(1-2fg) + \sqrt{m^2 - 8fg} \right\} \ell \\ \beta_{1n} = \beta_{2n} = \left\{ 4fg + m - \sqrt{m^2 - 8fg} \right\} \ell \quad (3-105')$$

ただし
$$f_g = \frac{1+m^3}{4(2+3m)} \quad m: \text{スパン比}$$

つぎに $\tilde{A}_p, \tilde{A}_n, \tilde{B}_p, \tilde{B}_n, \tilde{C}_p, \tilde{C}_n$ などは変断面連続鋼床版桁橋の場合と同義である。また等断面桁では、これらに代えて $A_p, A_n, B_p, B_n, C_p, C_n$ を用いることはいうまでもない。

さて、逐次近似法による最小重量およびそのときの桁高 g_h^*, h_s^* の解をしめすと、つぎのようである。

第 j 番目の近似値 g_{hj}^*, h_{sj}^* とすれば、 h_s の第 $j+1$ 番目の近似値 h_{sj+1}^* は、式(3-104)を h_s について微分しこれを 0 とおくことにより、次式の根として求められる。

① $\xi \neq 0$ の場合

$$hs^3 + \pi hs^2 - \lambda = 0 \quad (3-106)$$

ここに、

$$\pi = \frac{7S_3}{2\xi S_4}$$

$$\lambda = \frac{S_1 g_{hj} + S_2}{2\rho\xi S_4}$$

② $\xi = 0$ の場合

$$hs^2 - \bar{\lambda} = 0 \quad (3-107)$$

ここに
$$\bar{\lambda} = \frac{S_1 g_{hj} + S_2}{\rho 7 S_3}$$

この h_s の解は、鋼床版桁橋の項で述べた手法により計算することができる。

h_{sj+1}^* が求まれば、これを用いて g_{hj+1}^* が得られる。

また、上下フランジの最小鋼桁断面積は、 h_s^*, g_h^* を用いて合成区間については単純合成桁橋の場合と同様に、式(3-84)、(3-88)あるいは(3-88')などを用いて、また鋼断面区間については式(3-98)から求めることができる。なお、 g_{hj}^* の初期値 g_{hj}^* は $\frac{1}{2}q_1$ で十分と思われる。

3.4 数値計算

3.4.1 まえがき

前節では、鋼床版および合成構造の各桁橋に関する最小鋼重、最小断面の算定式を誘導した。本節ではこれらの式を用いて、実際的なスパン・幅員・材質などの条件のもとに数値計算を試みる。

数値計算を実施するには、あらかじめ、いくつかの常数の値を明らかにしておくことが都合である。たとえば、腹板厚と桁高の関係、前節で求めた式では計算できない主桁の理論的鋼重以外の 2 次的な鋼重、あるいは連続桁の計算に必要な諸数値などは前もって与えることができる。そこでこれらについても可能な範囲で触れることにする。また、最小重量設計の計算結果を整理し、代表的なスパンおよび材質に対して、実際設計に便利のように図表を作成するとともに、形式間の経済比較についても若干の検討を加えることにする。

3.4.2 各種の定数について

(1) 腹板厚と桁高の関係

ここに誘導した最小重量設計法では、腹板の高さと厚さの間にはある簡単な開放関係が成り立ち、

どちらか一方が定まれば他方は容易に決まることを前提としている。これは、プレートガーダーの腹板の設計が従来から座屈を基準として行なわれており、鋼道路橋の設計示方書の規定においても、最小厚さが高さの一次関数で表現されていることを考慮したものである。我が国の示方書では材質別に、また、水平補剛材の数により（２本まで）板厚を求める式が与えられている。

ところで本題からややそれるが、腹板の設計に関して、最近、座屈を基準としないでプレートガーダー全体の耐荷力に着目する考え方が注目されている。これは腹板の座屈値が桁の耐荷力に比較してかなり小さく、実験によれば、座屈現象それ自体が明確に表われないためである。

座屈値は、腹板高と板厚の比、補剛材の数や位置などによつて相当に変化し、一方桁の耐荷力はフランジ剛度、補剛材剛度などに関連するところが大きいとされている。したがつて座屈強度に着目して設計する方法は、桁の耐荷力にもとづく設計からすれば、時には不合理であり不経済となることも考えられる。これらの問題については、近年プレートガーダーの耐荷力に関する実験的あるいは理論的研究が進められ、腹板座屈前後の挙動があきらかにされつつあり、耐荷力に基礎をおく設計法についても検討が行なわれている。

最近、鋼道路橋の示方書が改定されたが、その中でプレートガーダー腹板の取り扱い、表面的には従来の座屈照査の形をとりながら、安全率の中に耐荷力に基礎をおく考え方がある程度導入されている。

このような設計概念の変化により、腹板の板厚は従来よりさらに薄くなる傾向にある。

一方、実施例について調査すると、我が国では、現行示方書では水平補剛材が２本までの規定内容となつていたり、大規模のプレートガーダーが比較的少ないために、腹板厚が比較的大きなものとなつていたり、諸外国とくにドイツの例では、特に鋼床版桁橋において水平補剛材を５～６本程度まで使用し相当薄い腹板が実用されている。

DIN による腹板の設計は、座屈照査により行なわれているが、このように薄いものが使用されるのは水平補剛材を多用することによる材料増加や、工数の増加を差引いても、その方がなお経済性が高いためと考えられる。図 3-10 に我が国およびドイツの二・三の実施例と、鋼道路橋の示方書に与えられている腹板高と厚さの関係を示す。

本節の数値計算に使用する腹板高と厚さの関係は、上に述べたように、示方書や実施例等から直線関係とみなし、合成桁橋と鋼床版桁橋とは各々の特徴に応じて区別することにする。合成桁橋では適用スパンが比較的小さく、また、鋼床版に比べて死荷重が大で、腹板を薄くして桁高を大きくする設計は、実際には何らかの形で桁下制限の制約があり必ずしも経済的とは言えない。

一方鋼床版桁橋は適用スパンが大きく、鋼重の節減を計るため水平補剛材を多数使用し、相当薄い腹板が多用されている。主桁には、鋼床版という極端に大きな上フランジが存在するため、このように腹板を薄くしても、桁高がそれほど大きくならないということもその理由の一つと考えられる。

以上のような要因を考慮して、次式によることにする。

$$t_s = 0.008 + 0.001 [hs] \dots\dots\dots \text{鋼床版桁橋}$$

$$t_s = 0.006 + 0.002 [hs] \dots\dots\dots \text{合成桁橋}$$

あるいは、

$$t_s = \begin{cases} 0.008 & hs \leq 1.76 m \\ \frac{hs}{220} & hs > 1.76 m \end{cases}$$

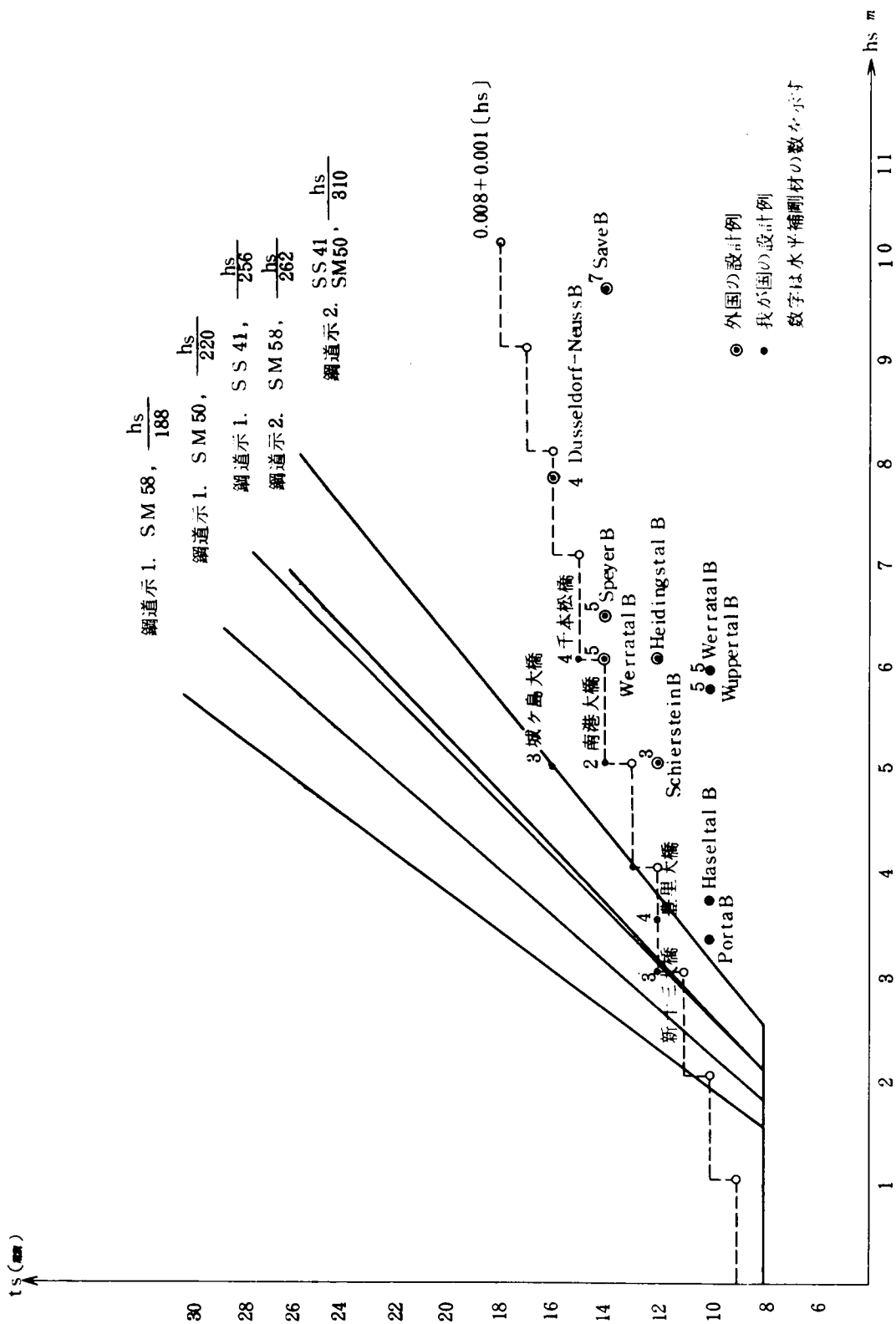


図 3-10

ただし、前半の式における〔hs〕はhsをm単位とし、nを整数とすると、 $n-1 \leq hs < n$ のとき〔hs〕=nを意味するものとする。この場合tsはm単位で与えられる。実際上は、腹板厚はミリサイズでラウンドナンバーが使用されるので、階段式による表現は妥当と考えられる。しかし、計算の便宜を考えれば、階段的に変化させるのは取扱い上不便があるので、つぎのように平均値を用いて直線式で表わすことも考えられる。

$$ts = 0.0085 + 0.001 hs \quad \cdots \cdots \cdots \text{鋼床版桁橋}$$

$$ts = 0.007 + 0.002 hs \quad \cdots \cdots \cdots \text{合成桁橋}$$

(2) 主桁鋼重の補正係数 μ

前節に述べた最小鋼重算式の誘導で明らかなように、鋼桁橋の鋼重を主桁の設計断面力から計算する場合には、断面力から求まるのは、理論的に必要な純粋の主桁鋼重のみであるので、実際の橋梁の鋼重との差を何らかの方法で補なわなければならない。

理論上の主桁鋼重以外のその他の鋼重の中には、多くの要素が含まれるが、一般的に概略二つのグループから構成されているとみることができる。

一つは、主桁の形状とともに変化する部材からなり、これには設計時に介入する主桁断面の余裕や主桁の添接材・腹板の補剛材等が含まれる。いま一つは、橋面積に関係する量であつて、横桁・横リブ・縦桁・ブラケット等の床板支持のための部材がこれに相当する。その他の隔板ないしは対傾構・箱桁橋の下フランジの横リブ等は両者の中間的な性格を有するが、ここでは後者に属すると考えることにする。なおフランジプレートに取りつけられる縦リブは、フランジプレート的一部分として理論的主桁鋼重に含まれることはいうまでもない。

実際の橋梁ではこのように明確には区分し難いものも多く存在すると思われるが、ここでは以上の観点から橋梁の鋼重をつぎの三者に分けて考えることにする。

(a) 理論的主桁鋼重 $\cdots \cdots \cdots G_1$

(b) 実施主桁鋼重 $\cdots \cdots \cdots G_2$

(c) 補足的鋼重 $\cdots \cdots \cdots G_3$

G_1 は、設計断面力に即応する主桁鋼重で、 G_2 は G_1 に主桁に関係する二次的鋼重を加えたものである。 G_2 は G_1 との比をとるとき、その比がほぼ一定になり、また、 G_3 は単位橋面積に対してその大きさが略一定値となる。前者の比を μ で表わし、後者の大きさをBを有効幅員として $\frac{G_3}{B} = w_r$ で表わすことにする。これについてはつぎの項で述べることにする。

上述の定義から $\mu = \frac{G_1}{G_2}$ であるが、 G_1 を設計曲げモーメントに等しい抵抗曲げモーメントを有する主桁の重量とすれば、 μ はつぎの二つの数の積と考えることができる。

$$\mu = \mu_1 \mu_2$$

実際の設計では、材料入手、製作上の理由から、抵抗曲げモーメントは階段的に設計曲げモーメントを覆うのが普通である。したがつて μ_1 は G_1 と設計上の二次部材を含め主桁設計鋼重 G'_1 との比を示し、 μ_2 は G'_1 と G_2 との比である。 μ_1 の値は、 G_1 が理論式から、 G'_1 は桁の抵抗曲げモーメントを仮定し設計曲げモーメントの比を求めることから、容易に推定することができる。標準的な値として等高の単純桁橋に満載等分布荷重が作用する場合をとりあげ、断面が4～5段階に分けて設計される場合に対して、 μ_1 を計算するとつぎの値がえられる。

$$\mu_1 = 1.14 \sim 1.16$$

この値は連続桁橋についても拡張利用ができるものと考えられる。

つぎに、 μ_2 の値は理論的に算出することは困難である。しかし実際の設計例について検討すると、構造形式、設計上の個人差等によつて若干のばらつきは見受けられるが、通常の桁橋では、鋼床版桁・合成桁の区別なくおおよそつぎの値が得られる。（附表参照）

$$\mu_2 = 1.12 \sim 1.20$$

平均値は 1.14 程度である。そこで以上の μ_1 、 μ_2 の平均値を用いて μ の値を求めると

$$\mu = 1.15 \times 1.14 \div 1.30$$

が得られる。

本節の数値計算では $\mu = 1.30$ を用いることにする。

(3) 補足的鋼重 w_r

この値は前項で触れたように、桁橋の橋面積に關係する単位面積当りの二次的鋼重であるが、床版の形式や床桁の有無により多小変動する。したがつて、各橋梁の設計条件に応じて決定すべきものであり、また、個々については理論的にある程度算出の可能な部材も含まれるが、ここでは実施例を整理し一括して数値を与えることにする。

特殊な例は除外し、必要に応じて床桁、隔板ないしは対傾構、ブラケット、ラテラルなどを有するものについてこの値を求めると概略つぎの値が得られる。

$$\text{鋼床版桁橋} \quad w_r = 40 \sim 60 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{合成桁橋} \quad w_r = 20 \sim 30 \text{ Kg/m}^2$$

本節の数値計算では平均的に、鋼床版桁橋では 50 Kg/m^2 、合成桁橋では 30 Kg/m^2 程度を用いることにする。

なお、 μ 、 w_r などには計算にのらない要素が含まれるので、その大きさを一律にあらかじめ決定することに困難があるが、しかし前節の鋼重の計算式で明らかなように μ 、 w_r の多小の変化は、主桁の理論的鋼重 G_1 にはほとんど影響を与えないとみなされる。したがつて、 μ 、 w_r を一般的な数値として仮定して得た鋼重をもとに特殊な μ 、 w_r を有する橋梁の鋼重も容易に推定することが可能と考えられる。

μ 、 w_r を求めるにあたり、実施例を参照したが各数値の根拠を実施例の諸元と共に附表にまとめて示す。

3.4.3 連続桁橋の最小重量設計に関する定数について

前節に誘導した最小重量設計では、曲げモーメントに着目しており、計算の過程において設計曲げモーメントをスパン方向に積分することが必要である。

この計算は、桁が単純支持の場合には各点の設計曲げモーメントを一つの簡単な式に表現することが可能であり、したがつて積分は容易に実行できるが、これが連続桁となると簡単に求められない。特に活荷重による設計曲げモーメントは影響線の同一符号の範囲に活荷重を作用させて計算する必要があるので、一つの式にまとめることが困難であり、また、変断面の桁になると更に難しい計算となる。

そこでこの問題を処理するために、 η_{mg} 、 η_{mp} 、 η_{mP} 、 $\tilde{\eta}_{mg}$ 、 $\tilde{\eta}_{mp}$ 、 $\tilde{\eta}_{mP}$ 、 A_p 、 A_n 、 B_p 、 B_n 、 C_p 、 C_n 、 \tilde{A}_p 、 \tilde{A}_n 、 \tilde{B}_p 、 \tilde{B}_n 、 \tilde{C}_p 、 \tilde{C}_n などの文字で表現し、別個に計算しうるものとして

最小重量設計の各式の誘導を行なっている。

したがってこれらの値を独立に計算しあらかじめ準備しておくときわめて好都合である。

また、類似の問題であるが全橋の重量設計の過程で、腹板高に関する積分値 $\beta_1, \beta_2, \beta_{1p}, \beta_{2p}, \beta_{1n}, \beta_{2n}$ を計算する必要があり、等高桁の場合にはこの計算は容易であるが、変断面桁の場合に必ずしも容易でない。これらに関する量についてもあらかじめ別個に計算を完了しておくことと便利である。

そこでこれらの数値についてスパン、スパン比等を適当に選び計算を行なつたので、その結果を以下に示す。

(1) 等高桁に関する $A_p, A_n, B_p, B_n, C_p, C_n$ の値

これらの数値は、3 径間等高連続桁の設計曲げモーメントに関するスパン方向の積分値で、 A_p, B_p, C_p はそれぞれ単位の死荷重、等分布活荷重、集中活荷重が作用した場合の正の曲げモーメントが支配的となる区間の値であり、また、 A_n, B_n, C_n は同じく負の曲げモーメントが支配的となる区間の値である。これは次式で定義される。式(3-64)参照

$$A_p = \int_p \ell^2 \eta_{mg} dx$$

$$A_n = \int_n \ell^2 \eta_{mg} dx$$

$$B_p = \int_p \ell^2 \eta_{mp} dx$$

$$B_n = \int_n \ell^2 \eta_{mp} dx$$

$$C_p = \int_p \ell \eta_{mp} dx$$

$$C_n = \int_n \ell \eta_{mp} dx$$

ただし、積分につけた p, n はそれぞれ正負の曲げモーメントが支配的となる区間を示すものとし、 $\ell^2 \eta_{mg}, \ell^2 \eta_{mp}, \ell \eta_{mp}$ 等は単位荷重による設計曲げモーメントの大きさであつて、すでに前節で説明したとおりである。

これらの数値の計算結果は表 3-1 のとおりである。

表 3-1

$A_i \sim C_i \quad m$	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
A_p / ℓ^3	0.0905	0.0967	0.1086	0.1289	0.1598	0.2023
A_n / ℓ^3	0.0435	0.0568	0.0794	0.1126	0.1585	0.2200
B_p / ℓ^3	0.1455	0.1710	0.1981	0.2260	0.2596	0.2967
B_n / ℓ^3	0.0670	0.0839	0.1162	0.1672	0.2314	0.3187
C_p / ℓ^2	0.3116	0.3542	0.3892	0.4178	0.4401	0.4573
C_n / ℓ^2	0.0779	0.0875	0.1119	0.1456	0.1870	0.2349

(2) 変断面桁に関する $\tilde{A}_p, \tilde{A}_n, \tilde{B}_p, \tilde{B}_n, \tilde{C}_p, \tilde{C}_n$

変断面桁の場合はこの数値の計算はやや複雑である。まず桁高がどのように変化するか仮定しなければならない。さらに、この桁高の変化を考慮して連続桁の影響線を計算し、設計曲げモーメントを求めて、その積分を行わなければならない。桁高の変化は、ここでは簡単のために放物線とし、スパン方向各点の大きさをつぎのように仮定している。式(3-65)及び図3-7参照

$$\text{第1径間} \quad h s \theta_1(x_1)$$

$$\text{第2径間} \quad h s \theta_2(x_2)$$

$$\text{第3径間} \quad h s \theta_3(x_3)$$

$$\text{ただし} \quad \theta_1(x_1) = \zeta_1 + (1 - \zeta_1) \frac{x^2}{\ell^2}$$

$$\theta_2(x_2) = 1 - 4(1 - \zeta_2) \frac{x^2}{m\ell} + 4(1 - \zeta_2)$$

$$\theta_3(x_3) = \zeta_1 + (1 - \zeta_1) \frac{x_3^2}{\ell^2}$$

x_1, x_2, x_3 はそれぞれ端支点、中間支点からスパン中央に向う方向を正にとる。また、 h_s は中間支点の桁高、 ζ_1, ζ_2 はそれぞれ中間支点と端支点および中央スパンセンターの桁高との比を示す。

この場合の $\tilde{A}_p, \tilde{A}_n, \tilde{B}_p, \tilde{B}_n, \tilde{C}_p, \tilde{C}_n$ の値はつぎのように定義される。式(3-68)参照。

$$\tilde{A}_p = \int_p \frac{\ell^2 \tilde{\eta} m g}{\theta(x)} dx$$

$$\tilde{A}_n = \int_n \frac{\ell^2 \tilde{\eta} m g}{\theta(x)} dx$$

$$\tilde{B}_p = \int_p \frac{\ell^2 \tilde{\eta} m p}{\theta(x)} dx$$

$$\tilde{B}_n = \int_n \frac{\ell^2 \tilde{\eta} m p}{\theta(x)} dx$$

$$\tilde{C}_p = \int_p \frac{\ell \tilde{\eta} m p}{\theta(x)} dx$$

$$\tilde{C}_n = \int_n \frac{\ell \tilde{\eta} m p}{\theta(x)} dx$$

ここで、 $\theta(x)$ は各スパンごとに式が変わるが、積分の区間ごとに $\theta_1(x_1), \theta_2(x_2), \theta_3(x_3)$ などを用いることはいうまでもない。また $\tilde{\eta}$ の値は変断面桁の単位の死荷重、活荷重による設計曲げモーメントの影響値で、前節で説明したものと同義である。 $\tilde{\eta}$ の計算ではすでに述べたように各点の断面二次モーメントが桁高の2.5乗に比例すると仮定している。

表3-2、3-3に $\tilde{\eta}$ の値および $\tilde{A}_p \sim \tilde{C}_n$ 等の計算値を示す。 $\tilde{\eta}$ の値は、本論文の計算ばかりでなくその仮定の範囲内で通常の変断面連続桁の設計曲げモーメントの算出に有効と考えられる。この場合には式(3-66)によればよい。これらの表の数値計算はすべて電子計算機によっている。

表 3 - 2

$$\zeta_1 = \zeta_2 = 0.5$$

$\tilde{A}_i \sim \tilde{C}_i$ m	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
\tilde{A}_p / ℓ^3	0.1260	0.1180	0.1182	0.1287	0.1538	0.1950
\tilde{A}_n / ℓ^3	0.0748	0.0984	0.1417	0.2042	0.2981	0.4109
\tilde{B}_p / ℓ^3	0.2645	0.2906	0.3318	0.3795	0.4329	0.5292
\tilde{B}_n / ℓ^3	0.1342	0.1619	0.2259	0.3240	0.4598	0.6340
\tilde{C}_p / ℓ^2	0.5587	0.6001	0.6690	0.7395	0.8082	0.9443
\tilde{C}_n / ℓ^2	0.1582	0.1770	0.2290	0.3085	0.4067	0.5208

表 3 - 3

$$\zeta_1 = \zeta_2 = 0.7$$

$\tilde{A}_i \sim \tilde{C}_i$ m	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
\tilde{A}_p / ℓ^3	0.1075	0.1078	0.1152	0.1320	0.1607	0.2042
\tilde{A}_n / ℓ^3	0.0579	0.0762	0.1076	0.1546	0.2201	0.3070
\tilde{B}_p / ℓ^3	0.2185	0.2399	0.2817	0.3322	0.3893	0.4526
\tilde{B}_n / ℓ^3	0.0966	0.1194	0.1658	0.2363	0.3343	0.4610
\tilde{C}_p / ℓ^2	0.4609	0.5039	0.5710	0.6429	0.7149	0.7846
\tilde{C}_n / ℓ^2	0.1131	0.1284	0.1640	0.2178	0.2882	0.3695

(3) 変断面桁に関する $\beta_1, \beta_2, \beta_{1p}, \beta_{1n}, \beta_{2p}, \beta_{2n}$

変断面の連続桁の場合に、腹板の高さと厚さの間に一次式 $t_s = \eta + \xi h_s$ を仮定する場合には、これに関する積分計算がやや複雑になるのであらかじめ数値計算を行なつて与えておくことにした。

β_1, β_2 は変断面の連続鋼床版桁に関係する値で、次式で定義される。式(3-69)参照。

$$\beta_1 = \int_0^{(2+m)\ell} \theta(x) dx = \frac{\ell}{3} \{ 2\zeta_1 + 1 + m(2\zeta_2 + 1) \}$$

$$\beta_2 = \int_0^{(2+m)\ell} \theta^2(x) dx = \frac{\ell}{15} \{ 2(3 + 4\zeta_1 + 8\zeta_1^2) + m(3 + 4\zeta_2 + 8\zeta_2^2) \}$$

また、 β_{1p} , β_{1n} , β_{2p} , β_{2n} 等は変断面の連続合成桁に関係する値で次式で定義される。式(3-105)参照。

$$\beta_{1p} = \int_p \theta(x) dx$$

$$\beta_{1n} = \int_n \theta(x) dx$$

$$\beta_{2p} = \int_p \theta^2(x) dx$$

$$\beta_{2n} = \int_n \theta^2(x) dx$$

積分に付した p, n の符号は、設計上支配的となる曲げモーメントの正負の区間を示すもので、この場合、その範囲は直接数式から求めることが困難であるので、付図 7～24 などの図面からよみとることにした。

これらについて通常よく用いられる $\zeta_1 = \zeta_2 = 0.5, 0.7$ $m = 1.0, 1.2, 1.4, 1.6, 1.8, 2.0$ 等の各場合に対し数値計算を行ない、その結果を表 3-4～3-7 に示す。

表 3-4

$\zeta_1 = \zeta_2 = 0.5$

$\beta_i \backslash m$	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
β_1 / ℓ	2.000	2.133	2.267	2.400	2.533	2.677
β_2 / ℓ	1.400	1.498	1.587	1.680	1.773	1.867

表 3-5

$\zeta_1 = \zeta_2 = 0.7$

$\beta_i \backslash m$	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
β_1 / ℓ	2.400	2.560	2.720	2.880	3.040	3.200
β_2 / ℓ	1.944	2.074	2.208	2.338	2.462	2.592

表 3 - 6

$\zeta_1 = \zeta_2 = 0.5$

m	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
β_{1p}/ℓ	1.010	1.077	1.056	1.009	0.945	0.868
β_{1n}/ℓ	0.990	1.056	1.211	1.391	1.588	1.804
β_{2p}/ℓ	0.608	0.621	0.591	0.552	0.509	0.468
β_{2n}/ℓ	0.797	0.872	0.996	1.128	1.264	1.404

表 3 - 7

$\zeta_1 = \zeta_2 = 0.7$

m	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
β_{1p}/ℓ	1.415	1.511	1.530	1.512	1.462	1.388
β_{1n}/ℓ	0.985	1.049	1.190	1.368	1.578	1.817
β_{2p}/ℓ	1.069	1.128	1.182	1.110	1.067	1.008
β_{2n}/ℓ	0.875	0.946	1.071	1.228	1.395	1.584

3.4.4 数値計算例

つぎに二・三の計算例を示す。

(1) 単純鋼床版桁橋 (3.3.3 単純鋼床版桁橋の最小鋼重最小断面参照)

① 設計条件

スパン ; $\ell = 50$ (m)

有効幅員 ; $B = 13.5$ (m)

主桁数 ; $\rho = 4$ (本)

許容応力度 ; $\sigma_o = 19000$ (t/m²) SM50 (鋼道示より)

$\sigma_u = 19000$ (t/m²) " "

腹板厚と腹板高の関係； $t_s = 0.008 + 0.001 [h_s] \quad (m)$

上フランジ厚；デッキプレート $0.012 (m)$ ，縦リブ換算厚 $0.007 (m)$

$$t_o = 0.012 + 0.007 = 0.019 (m)$$

補正係数； $\mu = 1.30$

鋼材の単位重量； $\gamma = 7.85 (t/m^3)$

補足鋼重； $w_r = 0.050 (t/m^2)$

デッキプレートの有効幅；（鋼道示より）

$$2b = \frac{B}{\rho} = \frac{13.5}{4} = 3.375 (m)$$

$$b = 1.688 (m)$$

$$b/\ell = \frac{1.688}{50} = 0.0338 < 0.05$$

$$\therefore \lambda/b = 1 \quad (\text{全幅有効})$$

$$b_o = 2\lambda\rho = 13.5 (m)$$

主桁上フランジの断面積

$$F_o = t_o b_o = 0.019 \times 13.5 = 0.256 (m^2)$$

主桁以外の死荷重；デッキプレートのうち，主桁作用に協力しない部分のある場合には，これに相当する鋼重はあらかじめ w_r に含まれているものとする。この例題では，主桁の有効幅として全幅をとりうるので問題はない。

$$\text{主桁以外の鋼重；} \quad g_{r1} = w_r B = 0.050 \times 13.5 = 0.675 (t/m)$$

$$\text{舗装・地覆・高欄；} \quad g_{r2} = 2.3 t/m^2 \times 0.06 m \times 13.5 m + 0.5 t/m \times 2 = 2.863 (t/m)$$

$$g_r = g_{r1} + g_{r2} = 0.675 + 2.863 = 3.54 (t/m)$$

$$\text{活荷重および衝撃荷重；} \quad i = \frac{20}{50 + v} = \frac{20}{100} = 0.2$$

$$p = 0.35(1+i)\left(\frac{8}{2} + 5.5\right) = 3.99 (t/m)$$

$$P = 5(1+i)\left(\frac{8}{2} + 5.5\right) = 57.0 (t)$$

$$\text{主桁以外の荷重；} \quad q = g_r + p + \frac{2P}{\ell} = 3.54 + 3.99 + \frac{2 \times 57}{50} = 9.81 (t/m)$$

(2) 主桁鋼重および桁高

初回の仮定値としてつぎの値を用いる。

$$h_{so} = 2.5 (m)$$

$$g_{ho} = 0.30 \times 13.5 = 4.05 (t/m) \quad (\text{主桁のみの鋼重を } 300 \text{ kg}/m^2 \text{ と仮定})$$

したがって

$$F_{so} = t_{so} h_{so} = 2.5(0.008 + 0.001[2.5]) = 0.0275 (m^2)$$

$$F_o = 0.256 (m^2) \quad (\text{既知量})$$

$$f_{10} = \frac{2F_o + \rho F_s}{3F_o + \rho F_s} = \frac{2 \times 0.256 + 4 \times 0.0275}{3 \times 0.256 + 4 \times 0.0275} = 0.708$$

$$f_{20} = \frac{8F_o + 3\rho F_s}{3F_o + \rho F_s} = \frac{8 \times 0.256 + 3 \times 4 \times 0.0275}{3 \times 0.256 + 4 \times 0.0275} = 2.71$$

$hs^3 + \kappa hs^2 - \lambda = 0$ の解

t_s が h_s の階段関数で与えられる場合には、この解式では t_s が h_s の単調連続関数であると仮定しているため、若干の誤差を生ずることになる。ただしこの誤差は階段関数の平均値を用いる場合よりは h_s を大きく与える方向に現われる。

$$\kappa = \frac{\eta}{2\xi} = \frac{0.008}{2 \times 0.001} = 4$$

$$\lambda = \frac{(g_{ho} + q) \ell^2 f_{10}}{4 \rho \xi \sigma_u f_{20}} = \frac{(4.05 + 9.81) \times 50^2 \times 0.708}{4 \times 4 \times 0.001 \times 19000 \times 2.71} = 29.8$$

$$(hs_1)_0 = \frac{2 \times 2.5^3 + 4 \times 2.5^2 + 29.8}{3 \times 2.5^2 + 2 \times 4 \times 2.5} = 2.22$$

$$(hs_1)_1 = \frac{2 \times 2.22^3 + 4 \times 2.22^2 + 29.8}{3 \times 2.22^2 + 2 \times 4 \times 2.22} = 2.19$$

$$(hs_1)_2 = \frac{2 \times 2.19^3 + 4 \times 2.19^2 + 29.8}{3 \times 2.19^2 + 2 \times 4 \times 2.19} = 2.19$$

したがって

$$hs_1 = 2.19 \text{ (m)}$$

$$t_{s1} = 0.008 + 0.001 \lfloor 2.19 \rfloor = 0.011 \text{ (m)}$$

$$F_{s1} = 2.19 \times 0.001 = 0.0241 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$f_{11} = \frac{2 \times 0.256 + 4 \times 0.0241}{3 \times 0.256 + 4 \times 0.0241} = 0.704$$

$$f_{21} = \frac{8 \times 0.256 + 3 \times 4 \times 0.0241}{3 \times 0.256 + 4 \times 0.0241} = 2.70$$

以上から主桁の最小重量の第 1 回近似値 g_{h1} は t_s が h_s の階段関数であることを考慮してつぎのように求められる。式 (3-50) 参照

$$\begin{aligned} g_{h1} &= \gamma \mu \left\{ F_0 + \frac{(g_h + q)}{8 \sigma_u} \ell^2 \cdot f_1 \cdot \frac{1}{h_s} + \frac{\rho f_2 h_s}{4} (\eta + \xi \lfloor h_s \rfloor) \right\} \\ &= 7.85 \times 1.3 \left\{ 0.256 + \frac{(4.05 + 9.81) \times 50^2 \times 0.704}{8 \times 19000 \times 2.19} + \frac{4 \times 2.70 \times 2.19}{4} (0.008 + 0.001 \lfloor 2.19 \rfloor) \right\} \\ &= 10.2 (0.256 + 0.073 + 0.065) \\ &= 4.02 \text{ (t/m)} \end{aligned}$$

第 1 回の計算結果

$$h_{s1} = 2.19 \text{ (m)}$$

$$g_{h1} = 4.02 \text{ (t/m)}$$

$$F_{s1} = 0.0241 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$f_{11} = 0.704$$

$$f_{21} = 2.70$$

この結果を用いて第2回目の計算を行なう。

$$hs^3 + \kappa hs^2 - \lambda = 0 \text{ の解}$$

$$\kappa = 4$$

$$\lambda = \frac{(4.02+9.81) \times 50^2 \times 0.704}{4 \times 4 \times 0.001 \times 19000 \times 2.70} = 29.6$$

$$(h_2)_0 = \frac{2 \times 2.19^2 + 4 \times 2.19^2 + 29.6}{3 \times 2.19^2 + 2 \times 4 \times 2.19} = 2.19$$

したがって

$$h_2 = 2.19 \text{ (m)}$$

$$f_{11} = 0.704$$

$$f_{21} = 2.70$$

$$g_{h2} = 4.02 \text{ (t/m)}$$

以上から、第1回の計算と第2回の計算結果を比較することにより、 h_{s1} および g_h の最終値としてつぎの値を採用してよいことがわかる。

$$hs = 2.19 \text{ (m)}$$

$$g_h = 4.02 \text{ (t/m)}$$

③ 最小重量およびこれに対応する主桁断面

最小重量設計に基づく橋梁の全鋼重および単位鋼重は、主桁の鋼重 g_h からつぎのように求めることができる。式(3-59)参照

全鋼重G

$$G = (g_h + w_f B) \ell = (4.02 + 0.050 \times 13.5) \times 50 = 235 \text{ (t)}$$

単位鋼重

$$w = \frac{g_h}{B} + w_f = \frac{4.02}{13.5} + 0.050 = 0.348 \text{ t/m}$$

また、最小重量に対応する主桁断面は以下のように求められる。

$$\text{桁高 } h_s = 2.19 \text{ (m)}$$

この計算では、上フランジはデッキプレートと縦リブからなるものとして、桁高は上フランジ、下フランジの各々の重心間隔をとっているため、実際には、ここに求めた数値よりやや大きな(数cm)ものとなる。

腹板厚 t_s

$$t_s = \eta + \xi [hs] = 0.008 + 0.001 [2.19] = 0.011 \text{ (m)}$$

下フランジ F_u

F_u を求めるには着目点に関する設計曲げモーメントを知る必要がある。ここでは、スパン中央($\frac{\ell}{2}$ 点)に関する計算例を示す。式(3-47)、(3-44)参照

$$M = \frac{1}{2} (g_h + q) (\ell x - x^2) \quad x = \frac{\ell}{2}$$

$$M_{\ell/2} = \frac{1}{2} (4.02 + 9.81) \times \frac{50^2}{4} = 4340 \text{ (tm)}$$

$$F_s = 2.19 \times 0.011 = 0.0241 \text{ (} m^3 \text{)}$$

$$F_o = 0.256 \text{ (} m^3 \text{)}$$

$$\begin{aligned} F_u &= \frac{3M(2F_o + \rho F_s)}{\rho h_s \sigma_u (6F_o + 2\rho F_s)} - \frac{F_s(4F_o + \rho F_s)}{12F_o + 4\rho F_s} \\ &= \frac{3 \times 4340(2 \times 0.256 + 0.0241)}{4 \times 2.19 \times 19000(6 \times 0.256 + 8 \times 0.0241)} \\ &\quad - \frac{0.0241(4 \times 0.256 + 4 \times 0.0241)}{12 \times 0.256 + 16 \times 0.0241} \\ &= 0.0197 \text{ (} m^3 \text{)} \end{aligned}$$

たとえば、幅 60 cm の下フランジを用いることにすれば、その所要厚さは約 33 mm となる。
その他の断面についても同様の計算により F_u を求めることができる。

④ 上フランジの応力度

この計算では上フランジには余裕があるものとみなして、許容応力度に対する照査が考慮されていない。そこでスパン中央断面に対し、上に求められた断面を用いて、上フランジの応力度を検算してみる。式(3-56)参照

$$\begin{aligned} \sigma_o &= \frac{6(2F_u + F_s)M}{h_s[4F_u(3F_o + \rho F_s) + F_s(4F_o + \rho F_s)]} \\ &= \frac{6(2 \times 0.0197 + 0.0241) \times 4340}{2.19[4 \times 0.0197(3 \times 0.256 + 4 \times 0.0241) + 0.0241(4 \times 0.256 + 4 \times 0.0241)]} \\ &= 7330 \text{ (} t/m^2 \text{)} \\ &= 733 \text{ (} Kg/cm^2 \text{)} \end{aligned}$$

このように、上フランジに生ずる応力度は非常に小さく、したがって、スパン 50 m 程度の鋼床版桁橋では、この応力度は主桁作用のみでは問題にする必要のないことがわかる。

(2) 変断面連続鋼床版桁橋 (3.3.5 連続鋼床版桁橋参照)

① 設計条件

$$\text{スパン} ; \ell + m \ell + \ell \quad \ell = 100 \text{ (} m \text{)}$$

$$\text{スパン比} ; m = 1.2$$

$$\text{有効幅員} ; B = 13.5 \text{ (車道)} + 2 \times 2.25 \text{ (車道)} = 18.0 \text{ (} m \text{)}$$

$$\text{主桁数} ; \rho = 2 \quad \text{図 3-11 参照}$$

$$\text{許容応力度} ; \sigma_o = 19000 \text{ (} t/m^2 \text{)} \quad \text{SM50 (鋼道示より)}$$

$$\sigma_{up} = 19000 \text{ (} t/m^2 \text{)} \quad \text{〃 (〃)}$$

$$\sigma_{un} = 16500 \text{ (} t/m^2 \text{)} \quad \text{〃 (〃)}$$

(ただし $A_w/A_c \leq 2$, $\ell/b \leq 10$ と仮定)

$$\text{腹板厚と腹板高の関係} ; t_s = 0.008 + 0.001 [h_s]$$

$$\text{上フランジ厚} ; \text{デッキプレート } 0.012 \text{ (} m \text{)} \quad \text{縦リブ換算厚 } 0.007 \text{ (} m \text{)}$$

$$t_o = 0.012 + 0.007 = 0.019 \text{ (} m \text{)}$$

$$\text{中間支点と端支点および中央径間スパン中央の桁高比} ; \zeta_1 = \zeta_2 = 0.5$$

$$\text{補正係数} ; \mu = 1.30$$

$$\text{単位重量} ; \gamma = 7.85 \text{ (} t/m^3 \text{)}$$

$$\text{補足鋼重} ; w_r = 0.06 \text{ (} t/m^2 \text{)}$$

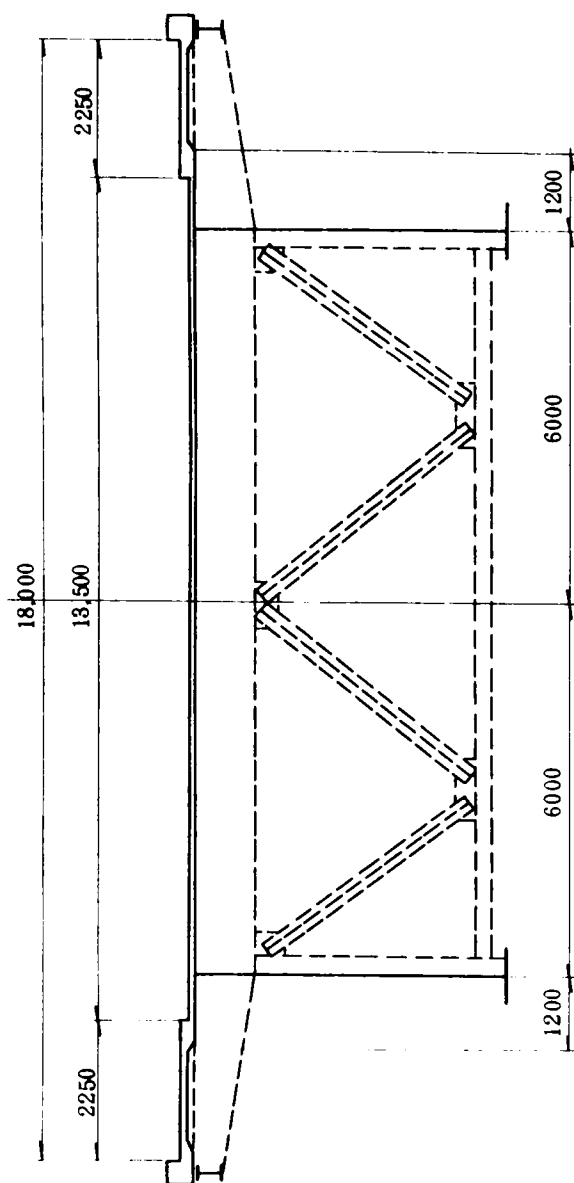


图 3-11

デッキプレートの有効幅；（鋼道示より）

鋼床板の幅 $B_o = 14.40 (m)$

$$\text{側径間 } L = 0.8 \ell_1 = 80, \quad \frac{b_1}{L} = \frac{1.2}{80} = 0.015 < 0.05$$

$$\lambda_1 = b_1 = 1.20, \quad \frac{b_2}{L} = \frac{6.8}{80} = 0.075$$

$$\lambda_2 = \left(1.1 - 2 \times \frac{b_2}{L}\right) b_2 = 5.70$$

$$\lambda = \lambda_1 + \lambda_2 = 6.90 (m)$$

$$\text{中間支点 } L = 0.2 (\ell_1 + m \ell_1) = 44, \quad \frac{b_1}{L} = \frac{1.2}{44} = 0.0273$$

$$\lambda_1 = b_1 = 1.20, \quad \frac{b_2}{L} = \frac{6.0}{44} = 0.136$$

$$\lambda_2 = \left(1.1 - 2 \times \frac{b_2}{L}\right) b_2 = 4.97$$

$$\lambda = \lambda_1 + \lambda_2 = 6.17 (m)$$

$$\text{中央径間 } L = 0.6 m \ell_1 = 72, \quad \frac{b_1}{L} = \frac{1.2}{72} = 0.0167$$

$$\lambda_1 = b_1 = 1.20, \quad \frac{b_2}{L} = \frac{6.0}{72} = 0.0833$$

$$\lambda_2 = \left(1.1 - 2 \times \frac{b_2}{L}\right) b_2 = 5.48$$

$$\lambda = \lambda_1 + \lambda_2 = 6.68 (m)$$

主桁上フランジの断面積；

$$\text{側径間 } 0 < x_1 < 0.8 \ell_1, \quad F_o = t_o b_o = 2 \times 0.019 \times 6.90 = 0.262 (m^2)$$

$$\text{中央支点 } F_o = t_o b_o = 2 \times 0.019 \times 6.17 = 0.234 (m^2)$$

$$\text{中央径間 } 0.2 m \ell_1 < x_2 < 0.8 m \ell_1, \quad F_o = t_o b_o = 2 \times 0.019 \times 6.68 = 0.254 (m^2)$$

径間部と中間支点の間の大きさは、両者の大きさの間で直線変化させる。断面決定の際はこの値を用いるものとするが、最小鋼重およびこれに対応する桁高の計算では、簡単のためつぎの平均値を用いることにする。

$$\widetilde{F_o} = \frac{2 \times 0.8 \ell_1 \times 0.262 + 2 \times 0.2 (\ell_1 + m \ell_1) \times 0.234 + 0.6 m \ell_1 \times 0.254}{2 \ell_1 + m \ell_1} = 0.252 (m^2)$$

主桁以外の死荷重

デッキプレートおよび縦リブのうち主桁作用に協力しない部分の鋼重は補足鋼重に含まれるものとみなす。

補足鋼重

$$w_{rB} \quad g_{r1} = 0.06 \times 18.0 = 1.08 (t/m)$$

舗装・歩道床板・地覆・高欄など

$$g_{r2} = 2.3 \times 0.06 \times 13.5 + 2 \times 2.5 \times 0.15 \times 2.25 + 2 \times 0.52 = 4.60 (t/m)$$

$$\text{合計 } g_r = g_{r1} + g_{r2} = 1.08 + 4.60 = 5.68 \text{ (t/m)}$$

活荷重および衝撃

$$\text{側 径 間 } \ell = 100 \text{ (m)} \quad i_1 = \frac{20}{50 + \ell} = 0.133$$

$$p_1' = 430 - \ell = 0.330 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$p_1 = p_1' (1 + i) = 0.374 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$P_1 = p_1' (1 + i) = 5.67 \text{ (t/m)}, P_1' = 5.00 \text{ (t/m)}$$

$$\text{中央径間 } m\ell = 120 \text{ (m)} \quad i_2 = \frac{20}{50 + m\ell} = 0.118$$

$$p_2' = 430 - \ell = 0.310 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$p_2 = p_1' (1 + i) = 0.347 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = p_2' (1 + i) = 5.59 \text{ (t/m)} \quad P_2' = 5.00 \text{ (t/m)}$$

簡単のため全長にわたり平均値を用いる。

$$\text{平均値 } p_o = \frac{2p_1 + mp_2}{2 + m} = 0.364 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$P_o = \frac{2P_1 + mP_2}{2 + m} = 5.64 \text{ (t/m)}$$

$$\text{活荷重 } p = \frac{p_o}{2} (B + 5.5) + 2 \times 2.25 \times 0.350 = 5.03 \text{ (t/m)}$$

$$P = \frac{P_o}{2} (B + 5.5) = 53.6 \text{ (t)}$$

設計曲げモーメントに関する定数 表 3-2 参照

$$A_p = 0.1180 \ell^3 \quad A_n = 0.09840 \ell^3$$

$$B_p = 0.2906 \ell^3 \quad B_n = 0.1619 \ell^3$$

$$C_p = 0.6001 \ell^2 \quad C_n = 0.1770 \ell^2$$

桁高の変化に関する定数。表 3-4 参照

$$\beta_1 = 2.133 \ell \quad \beta_2 = 1.493 \ell$$

ドフランジの曲げ圧縮と曲げ引張に関する許容応力度の比

$$\omega = \frac{\sigma_{up}}{\sigma_{un}} = \frac{19000}{165000} = 1.15$$

② 主桁鋼重および桁高

予備計算

$$N_1 = (A_p + \omega A_n) = (0.118 + 1.15 \times 0.0984) \times (100)^3 = 2.31 \times 10^5 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$N_2 = g_1 (A_p + \omega A_n) + p (B_p + \omega B_n) + P (C_p + \omega C_n)$$

$$= 5.68 \times 2.31 \times 10^5 + 5.03 (0.291 + 1.15 \times 0.162) \times (100)^3$$

$$+ 53.6 (0.600 + 1.15 \times 0.177) \times (100)^2$$

$$= 41.4 \times 10^5 \text{ (t m}^3\text{)}$$

初回仮定値

$$h_{so} = 5.0 (m)$$

f_1, f_2 を計算するための F_s の値は、全長にわたる平均値を用いる

$$F_s = \frac{1}{(2+m)\ell} \int h_s(x) t_s dx = \frac{1}{(2+m)\ell} \int h_s \theta(x) [\eta + \xi [h_s] \theta(x)] dx \\ = \frac{h_s}{(2+m)\ell} \{ \eta \beta_1 + \xi \beta_2 [h_s] \}$$

$$g_{ho} = 0.300 \times 18.0 = 5.40 (t/m) \quad (\text{主桁のみの単位鋼重を } 300 \text{ Kg/m}^2 \text{ と仮定する})$$

$$F_{so} = \frac{h_{so}}{(2+m)\ell} \{ \eta \beta_1 + \xi \beta_2 [h_{so}] \} \quad [h_{so}] = [5.0] = 6 \\ = \frac{5.0}{(2+1.2) \times 100} (0.008 \times 2.13 + 0.001 \times 1.49 \times 6) \times 100 = 0.0422 (m^2)$$

$$f_{10} = \frac{2\tilde{F}_0 + \rho F_{so}}{3\tilde{F}_0 + \rho F_{so}} = \frac{2 \times 0.252 + 2 \times 0.0422}{3 \times 0.252 + 2 \times 0.0422} = 0.700 \\ f_{20} = \frac{8\tilde{F}_0 + 3\rho F_{so}}{3\tilde{F}_0 + \rho F_{so}} = \frac{8 \times 0.252 + 3 \times 2 \times 0.0422}{3 \times 0.252 + 2 \times 0.0422} = 2.70$$

$hs^3 + \kappa hs^2 - \lambda = 0$ の解

$$\kappa = \frac{\eta \beta_1}{2\xi \beta_2} = \frac{0.008 \times 1.49 \times 100}{2 \times 0.001 \times 2.13 \times 100} = 2.80 \\ \lambda = \frac{3f_{10}(g_h N_1 + N_2)}{\rho \xi \beta_2 \sigma_{up} f_{20}} = \frac{3 \times 0.700 (5.40 \times 2.81 + 41.4) \times 10^5}{2 \times 0.001 \times 2.13 \times 100 \times 19000 \times 2.70} \\ = 518$$

$$(h_{s1})_0 = \frac{2 \times 5^3 + 2.80 \times 5^2 + 518}{3 \times 5^2 + 2 \times 2.80 \times 5} = 8.14 \\ (h_{s1})_1 = \frac{2 \times 8.14^3 + 2.80 \times 8.14^2 + 518}{3 \times 8.14^2 + 2 \times 2.80 \times 8.14} = 7.28 \\ (h_{s1})_2 = \frac{2 \times 7.28^3 + 2.80 \times 7.28^2 + 518}{3 \times 7.28^2 + 2 \times 2.80 \times 7.28} = 7.20 \\ (h_{s1})_3 = \frac{2 \times 7.20^3 + 2.80 \times 7.20^2 + 518}{3 \times 7.20^2 + 2 \times 2.80 \times 7.20} = 7.20$$

したがって

$$h_{s1} = 7.20 (m)$$

$$g_{ht} = \gamma \mu \left\{ \tilde{F}_0 + \frac{3f_1}{2(2+m)\ell \sigma_{up}} (g_h N_1 + N_2) \frac{1}{h_s} + \frac{\rho f_2 h_s}{4(2+m)\ell} (\eta \beta_1 + \xi \beta_2 [h_s]) \right\} \\ = 7.85 \times 1.3 \left\{ 0.252 + \frac{3 \times 0.70 (5.4 \times 2.81 + 41.4) \times 10^5}{2(2+1.2) \times 100 \times 19000 \times 7.20} \right. \\ \left. + \frac{2 \times 2.70 \times 7.20 (0.008 \times 1.49 + 0.001 \times 2.13 \times 8) \times 100}{4(2+1.2) \times 100} \right\} = 4.79 (t/m)$$

第1回目の計算によりつぎの値が求められた。

$$h_{s1} = 7.20 \text{ (m)} \quad g_{h1} = 4.79 \text{ (t/m)}$$

ひきつづいて第2回目の計算を行なう。

$$F_{s1} = \frac{7.20}{(2+1.2) \times 100} \{ 0.008 \times 2.13 + 0.001 \times 1.49 \times [7.20] \} \times 100 = 0.0650 \text{ (m)}$$

$$f_{11} = \frac{2 \times 0.252 + 2 \times 0.065}{3 \times 0.252 + 2 \times 0.065} = 0.716$$

$$f_{21} = \frac{8 \times 0.252 + 3 \times 2 \times 0.065}{3 \times 0.252 + 2 \times 0.065} = 2.72$$

$$h_s^3 + \kappa h_s^2 - \lambda = 0 \text{ の解}$$

$$\kappa = 2.80$$

$$\lambda = \frac{3 \times 0.716 \times (4.79 \times 2.31 + 41.4) \times 10^5}{2 \times 0.001 \times 2.13 \times 100 \times 19000 \times 2.72} = 513$$

$$(h_{s2})_0 = \frac{2 \times 7.2^3 + 2.80 \times 7.2^2 + 513}{3 \times 7.2^2 + 2 \times 2.80 \times 7.2} = 7.16$$

$$(h_{s2})_1 = \frac{2 \times 7.16^3 + 2.80 \times 7.16^2 + 513}{3 \times 7.16^2 + 2 \times 2.80 \times 7.16} = 7.16 \text{ (m)}$$

したがって

$$h_{s2} = 7.16 \text{ (m)}$$

$$g_{h2} = 7.85 \times 1.3 \left\{ 0.252 + \frac{3 \times 0.716 \times (4.79 \times 2.31 + 41.4) \times 10^5}{2 \times (2+1.2) \times 100 \times 19000 \times 7.16} + \frac{2 \times 2.72 \times 7.16 (0.008 \times 1.49 + 0.001 \times 2.13 \times 8) \times 100}{4 \times (2+1.2) \times 100} \right\} = 4.80 \text{ t/m}$$

第2回目の計算によりつぎの値が求められた。

$$h_{s2} = 7.16 \text{ (m)}$$

$$g_{h2} = 4.80 \text{ (t/m)}$$

この値を第1回目の計算結果と比較すると、その差はわずかに0.5%以下であり、したがって、第2回目の計算で求められた値を最終値とみなす。

③ 最小重量およびこれに対応する主桁断面

最小重量はつぎのように計算される。

全満重G

$$G = (g_h + g_{r1}) (2+m) \ell = (4.80 + 1.08) (2+1.2) \times 100 = 1880 \text{ (t)}$$

単位重量

$$w = \frac{G}{B(2+m)\ell} = \frac{1880}{18 \times (2+1.2) \times 100} = 3.26 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

つぎに、最小重量に対応する主桁断面を求める。

桁高

$$\begin{aligned}\text{端支点上} \quad h_{s1} &= \zeta h_s = 0.5 \times 7.16 = 3.58 \text{ (m)} \\ \text{中間支点上} \quad h_s &= 7.16 \text{ (m)} \\ \text{中央スパン中央} \quad h_{s2} &= \zeta h_s = 0.5 \times 7.16 = 3.58 \text{ (m)}\end{aligned}$$

腹板厚

$$\begin{aligned}\text{端支点上} \quad t_{s1} &= \eta + \xi [h_{s1}] = 0.008 + 0.001 [3.58] = 0.012 \text{ (m)} \\ \text{中間支点上} \quad t_s &= \eta + \xi [h_s] = 0.008 + 0.001 [7.16] = 0.016 \text{ (m)} \\ \text{中央スパン中央} \quad t_{s2} &= \eta + \xi [h_{s2}] = 0.008 + 0.001 [3.58] = 0.012 \text{ (m)}\end{aligned}$$

設計曲げモーメント（ここでは代表的な断面に対してのみ計算する）

$$\begin{aligned}M &= (g_h + g_r) \ell^2 \eta_{mg} + p \ell^2 \eta_{mp} + P \ell \eta_{mp} \\ \text{側径間 } 0.4 \ell \text{ 点} \quad \eta_{mg} &= 0.0603 \quad \eta_{mp} = 0.103 \quad \eta_{mp} = 0.196 \\ M &= (4.80 + 5.68) \times 100^2 \times 0.0603 + 5.03 \times 100^2 \times 0.103 + 53.6 \times 100 \times 0.196 = 12600 \text{ (tm)} \\ \text{中間支点上} \quad \eta_{mg} &= -0.149 \quad \eta_{mp} = -0.181 \quad \eta_{mp} = -0.151 \\ |M| &= 10.5 \times 100^2 \times 0.149 + 5.03 \times 100^2 \times 0.181 + 53.6 \times 100 \times 0.151 = 25600 \text{ (tm)} \\ \text{中央径間中央} \quad \eta_{mg} &= 0.0308 \quad \eta_{mp} = 0.0739 \quad \eta_{mp} = 0.159 \\ M &= 10.5 \times 100^2 \times 0.0308 + 5.03 \times 100^2 \times 0.0739 + 53.6 \times 100 \times 0.159 = 7800 \text{ (tm)}\end{aligned}$$

下フランジの断面

$$F_u = \frac{3M}{\rho h_s \sigma_u} + \frac{2F_o + \rho F_s}{6F_o + 2\rho F_s} - F_s \frac{4F_o + \rho F_s}{12F_o + 4\rho F_s}$$

側径間 0.4 ℓ 点

$$M = 12600 \text{ (tm)}$$

$$h_{s, 0.4 \ell} = h_s \left\{ \zeta + (1 - \zeta) \frac{x^2}{\ell^2} \right\} = 7.16 \left\{ 0.5 + (1 - 0.5) \frac{0.4^2 \ell^2}{\ell^2} \right\} = 4.16 \text{ (m)}$$

$$t_{s, 0.4 \ell} = \eta + \xi [h_s] = 0.008 + 0.001 [4.16] = 0.013 \text{ (m)}$$

$$F_{s, 0.4 \ell} = 4.16 \times 0.013 = 0.0541 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$F_{o, 0.4 \ell} = 0.262 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$\sigma_u = 19000 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned}F_u &= \frac{3 \times 12600 (2 \times 0.262 + 2 \times 0.0541)}{2 \times 4.16 \times 19000 (6 \times 0.262 + 2 \times 2 \times 0.0541)} - \frac{0.0541 (4 \times 0.262 + 2 \times 0.0541)}{12 \times 0.262 + 4 \times 2 \times 0.0541} \\ &= 0.0670 \text{ (m}^3\text{)}\end{aligned}$$

フランジ幅を 1.20m とすれば、所要厚さは 56 mm となる。

中間支点

$$|M| = 25600 \text{ (tm)}$$

$$h_s = 7.16 \text{ (m)}$$

$$t_s = 0.016 \text{ (m)}$$

$$F_s = 7.16 \times 0.016 = 0.115 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$F_o = 0.234 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$\sigma_u = 165000 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$F_u = \frac{3 \times 25600 \times (2 \times 0.234 + 2 \times 0.115)}{2 \times 7.16 \times 16500 \times (6 \times 0.234 + 2 \times 2 \times 0.115)} - \frac{0.115 (4 \times 0.234 + 2 \times 0.115)}{12 \times 0.234 + 4 \times 2 \times 0.115}$$

$$= 0.0860 \quad (m^*)$$

フランジ幅を 1.2 m とすれば所要厚さは 72 mm となる。

中央径間中央

$$M = 7800 \quad (tm)$$

$$h_s \text{ 1/2 } m\ell = 3.58 \quad (m)$$

$$t_s \text{ 1/2 } m\ell = 0.012 \quad (m)$$

$$F_s \text{ 1/2 } m\ell = 3.58 \times 0.012 = 0.0430 \quad (m^*)$$

$$F_o \text{ 1/2 } m\ell = 0.254 \quad (m^*)$$

$$\sigma_u = 19000 \quad (t/m^2)$$

$$F_u = \frac{3 \times 7800 (2 \times 0.254 + 2 \times 0.0430)}{2 \times 3.58 \times 19000 \times (6 \times 0.254 + 2 \times 2 \times 0.0430)} - 0.0430 \frac{(4 \times 0.254 + 2 \times 0.0430)}{12 \times 0.254 + 4 \times 2 \times 0.0430}$$

$$= 0.0460 \quad (m^*)$$

フランジ幅を 1.00 m とすれば所要厚さは 46 mm となる。

④ 上フランジの応力度の検討

上フランジの応力度は次式から計算することができる。

$$\sigma_o = \frac{6 (2 F_u + F_s) M}{h_s \{ 4 F_u (3 F_o + \rho F_s) + F_s (4 F_o + \rho F_s) \}}$$

側径間 0.4 ℓ 点

$$M = 12600 \quad (tm)$$

$$h_s = 4.16 \quad (m)$$

$$F_s = 0.0541 \quad (m^*)$$

$$F_u = 0.0670 \quad (m^*)$$

$$F_o = 0.262 \quad (m^*)$$

$$\sigma_o = \frac{6 (2 \times 0.0670 + 0.0541) \times 12600}{4.16 \{ 4 \times 0.0670 (3 \times 0.262 + 2 \times 0.0541) + 0.0541 (4 \times 0.262 + 2 \times 0.0541) \}}$$

$$11300 \quad (t/m^2)$$

$$1130 \quad (Kg/cm^2)$$

中間支点

$$|M| = 25600 \quad (tm)$$

$$h_s = 7.16 \quad (m)$$

$$F_s = 0.115 \quad (m^*)$$

$$F_u = 0.086 \quad (m^*)$$

$$F_o = 0.234 \quad (m^*)$$

$$\sigma_o = \frac{6 \times (2 \times 0.086 + 0.115) \times 25600}{7.16 \{ 4 \times 0.086 (3 \times 0.234 + 2 \times 0.115) + 0.115 (4 \times 0.234 + 2 \times 0.115) \}}$$

$$= 13600 \quad (\text{t/m}^2)$$

$$= 1360 \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

中央径間中央

$$M = 7800 \quad (\text{tm})$$

$$h_s = 3.58 \quad (m)$$

$$F_s = 0.043 \quad (m^2)$$

$$F_u = 0.046 \quad (m^2)$$

$$F_o = 0.254 \quad (m^2)$$

$$\sigma_o = \frac{6(2 \times 0.046 + 0.043) \times 7800}{3.58 \{ 4 \times 0.046(3 \times 0.254 + 2 \times 0.043) + 0.043(4 \times 0.254 - 2 \times 0.043) \}}$$

$$8700 \quad (\text{t/m}^2)$$

$$= 870 \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

(3) 単純合成桁橋(3.3.7 単純合成桁橋の最小鋼重および最小断面参照)

① 設計条件

$$\text{スパン} \quad \ell = 50 \quad (m)$$

$$\text{有効幅員} \quad B = 13.5 \quad (m)$$

$$\text{主桁数} \quad \rho = 4$$

$$\text{許容応力度} \quad \sigma_o = 19000 \quad (\text{t/m}^2) \quad \sigma_u = 19000 \quad (\text{t/m}^2) \quad \sigma_b = 800 \quad (\text{t/m}^2)$$

$$\text{コンクリート床板の厚さ} \quad t_b = 0.210 \quad (m)$$

$$\text{腹板の厚さ} \quad t_s = 0.006 + 0.002[h_s] \quad (m)$$

$$\text{合成非合成断面の相高の差} \quad d = \frac{t_b}{2} + 0.05 = \frac{0.210}{2} + 0.05 = 0.155 \quad (m)$$

$$\text{コンクリートと鋼のヤング率の比} \quad n = 7$$

$$\text{補正係数} \quad \mu = 1.3$$

$$\text{鋼の単位重量} \quad \gamma = 7.85 \quad (\text{t/m}^3)$$

$$\text{補足鋼重} \quad w_r = 0.03 \quad (\text{t/m}^2)$$

$$\text{床版の有効幅} \quad 2b = \frac{B}{\rho} = \frac{13.5}{4} = 3.375 \quad (m) \quad b = 1.688 \quad (m)$$

$$\frac{b}{\ell} = \frac{1.688}{50} = 0.034 < 0.05$$

したがって、

$$\frac{\lambda}{b} = 1.00$$

$$F_{o2} = \frac{F_{o2}}{n} = \frac{0.21 \times 3.375}{7} = 0.101 \quad (m^2)$$

鋼主桁以外の鋼重
死荷重

$$g_{r1} = 0.03 \text{ t/m}^2 \times 13.5 \text{ m} = 0.405 \quad (\text{t/m})$$

舗装および高欄地覆

$$g_{r2} = 2.3 \text{ t/m}^2 \times 0.050 \text{ m} \times 13.5 \text{ m} + 0.5 \text{ t/m} \times 2 = 2.55 \text{ t/m}$$

コンクリート床版

$$g_b = 2.5 \text{ t/m}^2 \times 0.210 \times 13.5 = 7.09 \text{ (t/m)}$$

活荷重および衝撃荷重

$$i = \frac{20}{50 + 50} = 0.200$$

$$p = 0.35 \left\{ 5.5 + \frac{1}{2} (13.5 - 5.5) \right\} \times (1 + 0.200) = 3.99 \text{ (t/m)}$$

$$P = 5 \left\{ 5.5 + \frac{1}{2} (13.5 - 5.5) \right\} \times (1 + 0.200) = 57 \text{ (t)}$$

前荷重

$$q_1 = g_{r1} + g_b = 0.405 + 7.09 = 7.50 \text{ (t/m)}$$

後荷重

$$q_2 = g_{r2} + p + \frac{2P}{\ell} = 2.55 + 0.99 + \frac{2 \times 57}{50} = 8.82 \text{ (t/m)}$$

σ_{o1} ; $\sigma_o - n\sigma_o$ と $\{ \sigma_o - \alpha (\bar{\ell}/b - \beta) \} \nu$ とを比較して小さい方の値を用いる。

$$\sigma_o = 19000 \text{ t/m}^2, \quad n = 7, \quad \sigma_b = 800 \text{ t/m}^2, \quad \alpha = 38$$

$$\bar{\ell} = 6 \text{ m}, \quad b = 0.24 \text{ (スタッドシベル 4 列配置及び } \bar{\ell}/b \leq 30 \text{ を考慮)}$$

$$\nu = 1.25$$

$$\sigma_o - n\sigma_b = 13400 \text{ t/m}^2$$

$$\{ \sigma_o - 38 (\bar{\ell}/b - 4.0) \} \times 1.25 = 13575 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

したがってここでは $\sigma_o - n\sigma_b$ を用いる。

$$f_1 = \frac{0.80 \times 19000}{19000 - 7 \times 800} + 0.85 = 1.98$$

$$f_2 = 0.70$$

式 (3-93) 参照

$$f_3 = 1.75$$

② 最小涵重および桁高の計算

初回仮定値

$$h_s = 2.5 \text{ (m)}$$

$$g_h = 0.160 \times 13.5 = 2.16 \text{ (t/m)} \text{ (主桁の単位鋼重を } 160 \text{ Kg/m}^2 \text{ と仮定)}$$

これより

$$\sigma_o = 1 - \frac{d}{h_s} = 1 - \frac{0.155}{2.5} = 0.938$$

3 次方程式の解

$$hs^3 + \kappa hs^2 - \lambda = 0$$

$$\kappa = \frac{\eta}{2\xi} = \frac{0.006}{2 \times 0.002} = 1.5$$

$$\lambda = \frac{\{ f_1 (g_{hj} + q_1) + \alpha_j f_2 q_2 \} \ell^2}{4 \rho \xi \sigma_u f_3} = \frac{\{ 1.98 (g_{hj} + 7.50) + \alpha_j \times 0.70 \times 8.82 \} \times 50^2}{4 \times 4 \times 0.002 \times 19000 \times 1.75}$$

$$= 4.652 (g_{hj} + 7.5) + 14.51 \alpha_j$$

$$g_{ho}^* = 2.16 \quad (t/m) \quad \alpha_0 = 0.938 \text{ を代入}$$

$$\lambda_0 = 4.652(2.16+7.5) + 14.51 \times 0.938 = 58.70$$

$$(h_{s1})_0 = \frac{2 \times 2.5 + 1.5 \times 2.5^2 + 58.70}{3 \times 2.5^2 + 2 \times 1.5 \times 2.5} = \frac{99.38}{26.25} = 3.78$$

$$(h_{s1})_1 = \frac{2 \times 3.78^3 + 1.5 \times 3.78^2 + 58.70}{3 \times 3.78^2 + 2 \times 1.5 \times 3.78} = \frac{188.2}{54.21} = 3.47$$

$$(h_{s1})_2 = \frac{2 \times 3.47^3 + 1.5 \times 3.47^2 + 58.70}{3 \times 3.47^2 + 2 \times 1.5 \times 3.47} = \frac{160.32}{46.53} = 3.45$$

$$(h_{s1})_3 = \frac{2 \times 3.45^3 + 1.5 \times 3.45^2 + 58.70}{3 \times 3.45^2 + 2 \times 1.5 \times 3.45} = \frac{158.68}{46.06} = 3.45$$

以上から、 $h_{s1}^* = 3.45 (m)$ が求まる。これに対応する鋼重 g_{h1}^* はつぎのように計算される。
式 3-94 参照

$$g_{h1} = \frac{r\mu}{8} \left\{ \frac{\rho^2}{\sigma_u h_s^*} [f_1(g_h^* + q_1) + \alpha^* f_2 q_2] + 2\rho f_3(\eta + \xi[h_s^*]) h_s^* \right\}$$

$$= \frac{7.85 \times 1.3}{8} \left\{ \frac{50^2}{19000 \times h_s^*} [1.98(g_h^* + 7.50) + \alpha^* \times 0.70 \times 8.82] \right.$$

$$\left. + 2 \times 4 \times 1.75(0.006 + 0.002 \times [h_s^*] h_s^*) \right\}$$

$$= \frac{1}{h_s^*} [0.3325(g_h^* + 7.5) + 1.037 \alpha^*] + 17.86(0.006 + 0.002[h_s^*]) h_s^*$$

$$h_s^* = 3.45 \quad \alpha^* = \alpha_1 = 1 - \frac{0.155}{3.45} = 0.955$$

$$g_h^* = 2.16 \text{ を代入して}$$

$$g_{h1}^* = \frac{1}{3.45} [0.3325(2.16 + 7.50) + 1.037 \times 0.955]$$

$$+ 17.86(0.006 + 0.002[3.45]) \times 3.45$$

$$= 2.081 \quad (t/m)$$

第1回目の計算によりつぎのように h_s^* , g_h^* が求まる。

$$h_{s1}^* = 3.45 \quad (m)$$

$$g_h^* = 2.08 \quad (t/m)$$

さらに第2回目の計算を行なう。

$$\alpha_1 = 1 - \frac{0.155}{3.45} = 0.955$$

3 次方程式の解

第1回目の計算を参照して

$$\kappa = 1.5$$

$$\lambda_1 = 4.652(2.08 + 7.5) + 14.51 \times 0.955 = 58.48$$

$$(hs_2)_0 = \frac{2 \times 3.45^3 + 1.5 \times 3.45^2 + 58.43}{3 \times 3.45^2 + 2 \times 1.5 \times 3.45} = \frac{158.25}{40.06} = 3.44$$

$$(hs_2)_1 = \frac{2 \times 3.44^3 + 1.5 \times 3.44^2 + 58.43}{3 \times 3.44^2 + 2 \times 1.5 \times 3.44} = 3.44$$

$hs = 3.44 \text{ m}$ である。

$$hs^* = 3.44 \quad \alpha^* = 1 - \frac{0.155}{3.44} = 0.955$$

$g_h^* = 2.08$ を代入して g_{h2}^* を求める。

$$g_{h2}^* = \frac{1}{3.44} [0.3325(2.08 + 7.50) + 1.307 \times 0.955] + 17.86(0.006 + 0.002[3.44]) \times 3.44 \\ = 2.05 \quad (\text{t/m})$$

第2回目の計算により、 hs^* 、 g_h^* の値はつぎのようになる。

$$hs^* = 3.44 \quad (\text{m})$$

$$g_{h2}^* = 2.05 \quad (\text{t/m})$$

これを第1回目の計算と比較すると、その差はわずかに0.1～0.2%であり、ほぼ収斂したとみなしうるので、この値を解とする。

これを用いて全鋼重、単位鋼重はつぎのようになる。

$$G = (2.05 + 0.030 \times 13.5) \times 50 = 122.8 \text{ t}$$

$$w = \frac{2.05}{13.5} + 0.03 = 0.182 \quad (\text{t/m}')$$

③ 最小断面の計算

腹板

$$hs = 3.44 \quad (\text{m})$$

$$ts = 7 + 5[hs] = 0.006 + 0.002[3.44] = 0.014 \quad (\text{m})$$

$$Fs = 3.44 \times 0.014 = 0.04816 \quad (\text{m}')$$

スパンの $\frac{1}{2}$ ℓ 点に着目して鋼桁の上下フランジの所要最小断面積を求めるとつぎのようである。

フランジ

$$M_1 = \frac{1}{2}(g_h + q_1)(\ell x - x^2)$$

$$= \frac{\ell^2}{8}(g_h + q_1) - \frac{50^2}{8}(2.05 + 7.50) = 2.984 \quad (\text{tm})$$

$$M_2 = \frac{1}{2}q_2(\ell x - x^2) - \frac{\ell^2}{8}q_2 - \frac{50^2}{8} \times 8.82 = 2760 \quad (\text{tm})$$

まず、 F_{o1} 、 F_u の近似値を求める。式(3-84)参照

$$F_{o1} = \frac{3 \times 2984}{2 \times 4 \times 3.44(19000 - 7 \times 800)} \times 0.800 - \frac{0.04816}{4} \times 1.10 \\ = 0.00618 (\text{m}') > F_{o1 \min} = 0.0024$$

F_u の近似値は、 F_{o1} 、 \widetilde{F}_{o2} 、 F_3 などを用いて式(3-88')から求めることができる。

$$F_u = \frac{3}{2\rho\sigma_u} \left\{ \frac{M_1(2Fo_1 + Fs_1)}{hs(3Fo_1 + Fs)} + \frac{M_2(2\tilde{Fo}_2 + Fs)}{Hs(3\tilde{Fo}_2 + Fs)} \right\} \\ - \frac{Fs}{8} \left\{ \frac{4Fo_1 + Fs}{3Fo_1 + Fs} + \frac{4\tilde{Fo}_2 + Fs}{3\tilde{Fo}_2 + Fs} \right\}$$

$Fo_1 = 0.00618$, $\tilde{Fo}_2 = 0.101$, $Fs = 0.0482$ を用いて

$$F_u = \frac{3}{2 \times 4 \times 19000} \left\{ \frac{2984(2 \times 0.00618 + 0.0482)}{3.44(3 \times 0.00618 + 0.0482)} + \frac{2760(2 \times 0.00618 + 2 \times 0.101 + 0.0482)}{(3.44 + 0.155)(3 \times 0.00618 + 3 \times 0.101 + 0.0482)} \right\} \\ - \frac{0.0482}{8} \left\{ \frac{4 \times 0.00618 + 0.0482}{3 \times 0.00618 + 0.0482} + \frac{2 \times 0.00618 + 2 \times 0.101 + 0.0482}{3 \times 0.00618 + 3 \times 0.101 + 0.0482} \right\} = 0.0120 \text{ (} m^{\circ} \text{)}$$

つぎに、ドフランジに関する合成前、合成後の応力配分を考え、より精度の高い値を求めてみる。

ドフランジ：

式(3-91)を用いて σ_{u1} を求める。

$$Fo_2 = 0.101 \text{ (} m^{\circ} \text{)} \quad Fo_1 = 0.00618 \text{ (} m^{\circ} \text{)} \quad Fs = 0.0482 \text{ (} m^{\circ} \text{)}$$

$$a = \frac{0.0482(4 \times 0.00618 + 4 \times 0.101 + 0.0482)}{4(3 \times 0.00618 + 3 \times 0.101 + 0.0482)} - \frac{0.0482(4 \times 0.00618 + 0.0482)}{4(3 \times 0.00618 + 0.0482)} = 0.002378$$

$$b = \frac{3}{2 \times 4} \left\{ \frac{2984}{344} \times \frac{(2 \times 0.00618 + 0.0482)}{(3 \times 0.00618 + 0.0482)} + \frac{2760}{3.60} \times \frac{(2 \times 0.00618 + 2 \times 0.101 + 0.0482)}{(3 \times 0.00618 + 3 \times 0.101 + 0.0481)} \right\} \\ - 0.002378 \times 19,000 = 454.202$$

$$c = \frac{3 \times 2984}{2 \times 4 \times 3.44} \times \frac{2 \times 0.00618 + 0.0482}{3 \times 0.00618 + 0.0482} \times 19000 = 5.6082 \times 10^6$$

$$\sigma_{u1} = \frac{-454.20 + \sqrt{454.2^2 + 4 \times 0.002378 \times 5.608 \times 10^6}}{2 \times 0.002378} = 11600 \text{ (} t/m^{\circ} \text{)}$$

式(3-88)より

$$F_u = \frac{3 \times 2984}{2 \times 4 \times 11600 \times 3.44} \times \frac{2 \times 0.00618 + 0.0482}{3 \times 0.00618 + 0.0482} - \frac{0.0482}{4} \times \frac{4 \times 0.00618 + 0.0482}{3 \times 0.00618 + 0.0482} = 0.0123 \text{ (} m^{\circ} \text{)}$$

この値は上に述べた近似値とほとんど差がない。この F_u を用いて、 Fo_1 を求めるとつぎのようになる。

$$Fo_1 = \frac{3 \times 2984}{2 \times 4 \times 3.44 \times (19000 - 7 \times 800)} \times \frac{2 \times 0.0123 + 0.0482}{3 \times 0.0123 + 0.0482} - \frac{0.0482}{4} \times \frac{4 \times 0.0123 + 0.0482}{3 \times 0.0123 + 0.0482} \\ = 0.00704 \text{ (} m^{\circ} \text{)}$$

さらに精度の高い値を求めるには、この Fo_1 を用いて F_u を計算し、またその値を用いてふたたび Fo_1 を修正する計算を繰返せばよい。ここでは、これ以上計算を行なつても、両者の値が大きく変化することが考えられないので、上に求めた値を最小断面とすることとする。

したがつて、 $\frac{1}{2}l$ 点の上ドフランジ断面はつぎのようになる。

上フランジ

$$F_{o1} = 0.00704 \quad (m')$$

フランジ幅を 0.400 (m) とすれば所要厚さは 0.018 (m) となる。

下フランジ

$$F_u = 0.0128 \quad (m')$$

フランジ幅を 0.600 (m) とすれば、所要厚さは 0.021 (m) となる。

以上は桁高と腹板厚さの関係として

$$t_s = 0.006 + 0.002 [h_s]$$

を用いた場合であるが、つぎに、鋼道示に基づき SM50 材に対する水平補剛材を 1 本用いる場合の規定により計算を行なってみる。

$$t_s = \begin{cases} 0.008 & \dots\dots\dots h_s \leq 1.76 \quad (m) \\ \frac{1}{220} & \dots\dots\dots h_s \geq 1.76 \quad (m) \end{cases}$$

これは、 $h_s \leq 1.76 \quad (m)$ で $\eta = 0.008$, $\xi = 0$ $h_s \geq 1.76 \quad (m)$ で $\eta = 0$, $\xi = \frac{1}{220}$ に相当する。

④ 最小鋼重および桁高の計算

初回仮定値

$$h_s = 2.5 \quad (m)$$

$$g_h = 0.160 \times 13.5 = 2.16 \quad (t/m) \quad (\text{主桁の単位鋼重を } 160 \text{ Kg}/m' \text{ と仮定})$$

$$\alpha_o = 1 - \frac{d}{h_s} = 1 - \frac{0.155}{2.5} = 0.938$$

桁高に関する 3 次方程式の解

$$h_s^3 + \kappa h_s^2 - \lambda = 0$$

$$\eta = 0 \text{ であるから } \kappa = \frac{\eta}{2\xi} = 0$$

$$\text{したがって } h_s^* = \sqrt[3]{\lambda}$$

$$\lambda = \frac{\{f_1(g_h^* + q_1) + \alpha^* f_2 g_2\} \ell^2}{4\rho \xi \sigma_u f_3}$$

$$\frac{\{1.98(g_h^* + 7.50) + \alpha^* \times 0.7 \times 8.82\} \times 50^2}{4 \times 4 \times \frac{1}{220} \times 19000 \times 1.75}$$

$$= 2.04(g_h^* + 7.50) + 6.39\alpha^*$$

$$g_{ho}^* = 2.16 \quad (t/m), \quad \alpha_o^* = 0.938 \text{ を代入する。}$$

$$\lambda = 2.04(2.16 + 7.50) + 6.39 \times 0.938 = 25.7$$

$$h_{s1}^* = \sqrt[3]{\lambda} = \sqrt[3]{25.7} = 2.95 \quad (m)$$

g_{h1}^* はつぎのように求められる。

$$g_h^* = \frac{\gamma \mu}{8} \left\{ \frac{\ell^2}{\sigma_u h_s^*} [f_1(g_h^* + q_1) + \alpha^* f_2 q_2] + 2\rho f_3 \xi h_s^{*2} \right\}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{7.85 \times 1.30}{8} \left\{ \frac{50}{19000 \times h_s^*} [1.98 (g_h^* + 7.50) + \alpha^* \times 0.70 \times 8.82] \right. \\
&\quad \left. + 2 \times 4 \times 1.75 \times \frac{1}{220} h_s^{*2} \right\} \\
&\quad + \frac{1}{h_s^*} [0.333 (g_h^* + 7.50) + 1.04 \alpha^*] + 0.0812 h_s^{*2} \\
h_s^* &= 2.95 \text{ (m)}, \quad \alpha^* = 1 - \frac{0.155}{2.95} = 0.948, \quad g_h^* = 2.16 \text{ (t/m)}
\end{aligned}$$

を代入する。

$$g_h^* = \frac{1}{2.95} [0.333 (2.16 + 7.50) + 1.04 \times 0.948] + 0.0812 \times 2.95^2 = 2.14 \text{ (t/m)}$$

第1回の計算結果はつぎのようである。

$$\begin{aligned}
g_{h1}^* &= 2.14 \text{ (t/m)} \\
h_{s1}^* &= 2.95 \text{ (m)} \\
\alpha_1^* &= 0.948
\end{aligned}$$

さらに第2回目の計算を続ける。

三次方程式の解

$$\begin{aligned}
\lambda &= 2.04 (2.14 + 7.50) + 6.39 \times 0.948 = 25.7 \\
h_{s2}^* &= \sqrt[3]{25.7} = 2.95 \text{ (m)}
\end{aligned}$$

これは第1回の計算値と等しく、したがって g_{h2}^* は $g_{h2}^* = 2.14 \text{ (t/m)}$ である。

以上から、最小主桁鋼重 g_h^* およびこれに対応する桁高 h_s^* はつぎのようになる。

$$\begin{aligned}
g_h^* &= 2.14 \text{ (t/m)} \\
h_s^* &= 2.95 \text{ (m)}
\end{aligned}$$

全鋼重および単位鋼重を求めるとつぎの値が得られる。

$$\begin{aligned}
G &= (2.14 + 0.030 \times 13.5) \times 50 = 127 \text{ (t)} \\
w &= \frac{2.14}{13.5} + 0.03 = 0.189 \text{ (t/m)} = 189 \text{ (kg/m)}
\end{aligned}$$

⑤ 最小断面の計算

腹板

$$\begin{aligned}
h_s &= 2.95 \text{ (m)} \\
t_s &= \frac{2.95}{220} = 0.0134 \approx 0.014 \text{ (m)} \\
F_s &= 2.95 \times 0.014 = 0.0413 \text{ (m}^2\text{)}
\end{aligned}$$

スパン $\frac{1}{2}$ ℓ 点の上フランジ

$$\begin{aligned}
M_1 &= \frac{1}{2} (g_h + q_1) (\ell x - x^2) \\
&= \frac{\ell^2}{8} (g_h + q_1) = \frac{50^2}{8} (2.4 + 7.50) = 3010 \text{ (tm)}
\end{aligned}$$

上フランジ(近似値)

$$F_{O1} = \frac{3 \times 3010 \times 0.800}{2 \times 4 \times 2.95 (19000 - 7 \times 800)} - \frac{0.0413}{4} \times 1.10 = 0.0114 \quad (m^2)$$

下フランジ, $F_{O1} = 0.0114$, $\tilde{F}_{O2} = 0.101$, $F_s = 0.0413$ を用いる。

$$\begin{aligned} F_u = & \frac{3}{2 \times 4 \times 19000} \left\{ \frac{3010 (2 \times 0.0114 + 0.0413)}{2.95 (3 \times 0.0114 + 0.0413)} + \frac{2760}{2.95 + 0.155} \right. \\ & \times \left. \frac{(2 \times 0.0114 + 2 \times 0.101 + 0.0413)}{(3 \times 0.0114 + 3 \times 0.101 + 0.0413)} \right\} - \frac{0.0413}{8} \left\{ \frac{4 \times 0.0114 + 0.0413}{3 \times 0.0114 + 0.0413} \right. \\ & \left. + \frac{4 \times 0.0114 + 4 \times 0.101 + 0.0413}{3 \times 0.0114 + 3 \times 0.101 + 0.0413} \right\} = 0.0159 \quad (m^2) \end{aligned}$$

F_u を用いて F_{O1} を求めなおすとつぎのようになる。

$$\begin{aligned} F_{O1} = & \frac{3 \times 3010}{2 \times 4 \times 2.95 \times 13400} \times \frac{2 \times 0.0159 + 0.0413}{3 \times 0.0159 + 0.0413} - \frac{0.0413}{4} \times \frac{4 \times 0.0159 + 0.0413}{3 \times 0.0159 + 0.0413} \\ = & 0.0112 \quad (m^2) \end{aligned}$$

以上から $\frac{1}{2}\ell$ 点の F_{O1} , F_u はほぼつぎのように定まる。

$$F_{O1} = 0.0112 \quad (m^2)$$

フランジ幅を 0.500 (m) とすれば, 所要厚さは 0.023 (m) となる。

$$F_u = 0.0159 \quad (m^2)$$

フランジ幅を 0.600 (m) とすれば, 所要厚さは 0.027 (m) となる。

(4) 等断面連続合成桁橋 (3.3.8 プレストレスしない連続合成桁橋, 3.3.7 単純合成桁橋の最小満重および最小断面参照)

① 設計条件

スパン	$\ell + m\ell + \ell$	$\ell = 60 \quad (m)$
スパン比	$m = 1.2$	
有効幅員	$B = 13.5 \quad (m)$	
主桁数	$\rho = 4$	
許容応力度	$\sigma_{oc} = 19000 \quad t/m^2$	
	$\sigma_o = 19000 \quad "$	
	$\sigma_{uc} = 19000 \quad "$	
	$\sigma_u = 16500 \quad "$	
	$\left(\frac{A_w}{A_c} \leq 2, \quad \frac{\ell}{b} < 10 \text{ と仮定} \right)$	
	$\sigma_b = 800 \quad (t/m^2)$	
コンクリート床版の厚さ	$t_b = 0.210 \quad (m)$	
満重上フランジの最小断面積	$F_{O1 \min} = 0.240 \times 0.01 = 0.0024 \quad (m^2)$	
腹板の厚さ	$t_s = 0.006 + 0.002 [hs]$	

$$\text{合成区間における合成・非合成断面の桁高の差} \quad d = \frac{tb}{2} + 0.05 = \frac{0.210}{2} + 0.05 = 0.155 \quad (m)$$

$$\text{コンクリートと鋼のヤング率の比} \quad n = 7$$

$$\text{補正係数} \quad \mu = 1.3$$

$$\text{鋼の単位重量} \quad \gamma = 7.85 \quad (t/m^3)$$

$$\text{補足鋼重} \quad w_r = 0.03 \quad (t/m^2)$$

$$\text{床版の有効幅} \quad 2b = \frac{B}{\rho} = \frac{13.5}{4} = 3.375 \quad (m)$$

$$b = 1.688 \quad (m)$$

$$\text{側支間中央} \quad L = 0.8 \ell = 48 \quad (m)$$

$$\frac{b}{L} = \frac{1.688}{48} = 0.035 < 0.05$$

$$\text{全幅有効} \quad \lambda/b = 1.0, \quad \lambda = 1.688 \quad (m)$$

$$\widetilde{F_{o2}} = \frac{F_{o2}}{n} = \frac{3.375 \times 0.210}{7} = 0.101 \quad (m^2)$$

中間支点

中間支点では、通常、負の曲げモーメントが支配的であり、プレストレスしない合成桁では、版のコンクリートは弾性変形や不静定量を計算する場合は別にして、応力計算の際には無視される。

$$L = 0.2(\ell + m\ell) = 0.2(60 + 1.2 \times 60) = 26.4 \quad (m)$$

$$\frac{b}{L} = \frac{1.688}{26.4} = 0.064$$

鋼示図表から

$$\lambda/b = 0.86, \quad \lambda = 1.45 \quad (m)$$

中央径間中央

$$L = 0.6m\ell = 0.6 \times 1.2 \times 60 = 43.2$$

$$\frac{b}{L} = \frac{1.688}{43.2} = 0.0392 < 0.05$$

$$\text{全幅有効} \quad \lambda/b = 1.0, \quad \lambda = 1.688 \quad (m)$$

$$\widetilde{F_{o2}} = \frac{F_{o2}}{n} = \frac{3.375 \times 0.210}{7} = 0.101 \quad (m^2)$$

鋼主桁以外の
死荷重

鋼重

$$g_{r1} = 0.03 \quad (t/m) \times 13.5 \quad (m) = 0.405 \quad (t/m)$$

舗装および高欄地覆

$$g_{r2} = 2.3 \quad (t/m^2) \times 0.05 \quad (m) + 0.5 \quad (t/m) \times 2 = 2.55 \quad (t/m)$$

コンクリート床版

$$g_b = 2.5 \quad (t/m^2) \times 0.210 \quad (m) \times 13.5 \quad (m) = 7.09 \quad (t/m)$$

活荷重および
衝撃荷重

$$q_1 = g_{r1} + g_b = 7.50 \text{ (t/m)} \quad q = q_1 + q_{r2} = 10.05 \text{ (t/m)}$$

側径間

$$\ell = 60 \text{ (m)}$$

$$i = \frac{20}{50 + 60} = 0.182$$

$$p_1' = 0.350 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$p_1 = p_1' (1 + i) = 0.414 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$P_1' = 5.0 \text{ (t/m)}$$

$$P_1 = P_1' (1 + i) = 5.91 \text{ (t/m)}$$

中央径間

$$m\ell = 72 \text{ (m)}$$

$$i_2 = \frac{20}{50 + 72} = 0.164$$

$$p_2' = 0.350 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$p_2 = p_2' (1 + i_2) = 0.407 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$P_2' = 5.00 \text{ (t/m)}$$

$$P_2 = P_2' (1 + i_2) = 5.82 \text{ (t/m)}$$

平均値

$$p_o = \frac{2p_1 + mp_2}{2+m} = 0.411 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$P_o = \frac{2P_1 + mP_2}{2+m} = 5.88 \text{ (t/m)}$$

活荷重

$$p = \frac{P_o}{2} (B + 5.5) = 9.5 p_o = 3.91 \text{ (t/m)}$$

$$P = \frac{P_o}{2} (B + 5.5) = 9.5 P_o = 55.8 \text{ (t)}$$

設計曲げモーメントに関する定数 表 3-1 参照

$$A_p = 0.0967 \ell^3$$

$$A_n = 0.0568 \ell^3$$

$$B_p = 0.171 \ell^3$$

$$B_n = 0.0839 \ell^3$$

$$C_p = 0.354 \ell^2$$

$$C_n = 0.0875 \ell^2$$

$$\beta_{1p} = \int_p \theta(x) dx = \int_p dx \cdot \left\{ 2(1 - 2f_g) + \sqrt{m^2 - 8f_g} \right\} \ell$$

$$\beta_{1n} = \int_n \theta(x) dx = \int_n dx \cdot \left\{ 4f_g + m - \sqrt{m^2 - 8f_g} \right\} \ell$$

$$\beta_{2p} = \int_p \theta(x)^2 dx = \int_p dx = \beta_{1p}$$

$$\beta_{2n} = \int_n \theta(x)^2 dx = \int_n dx = \beta_{1n}$$

$$f_g = \frac{1+m^3}{4(2+3m)}$$

m = 1.2 を代入して

$$\beta_{1p} = \beta_{2p} = 2.195 \ell$$

$$\beta_{1n} = \beta_{2n} = 1.005 \ell$$

$$f_1 = \frac{\sigma_u}{\sigma_{o1}} \times 0.80 + 0.85 = \frac{19000 \times 0.80}{19000 - 7 \times 800} + 0.85 = 1.98$$

$$f_2 = 0.70$$

$$f_3 = 1.75$$

式(3-93)参照

$$\alpha = 1 - \frac{d}{h_s}$$

$$S_1 = \frac{3 f_1}{2 \sigma_{up}} \tilde{A}_p + \frac{\sigma_{on} + \sigma_{un}}{\sigma_{on} \sigma_{un}} \tilde{A}_n$$

$$= \frac{3 \times 1.98}{2 \times 19000} \times 0.0967 \times 60^3 + \frac{19000 + 16500}{19000 \times 16500} \times 0.0568 \times 60^3 = 4.654$$

$$S_2 = \frac{3}{2 \sigma_{up}} \{ f_1 q_1 \tilde{A}_p + \alpha f_2 (g_{r2} \tilde{A}_p + p \tilde{B}_p + p \tilde{C}_p) + \frac{\sigma_{on} + \sigma_{un}}{\sigma_{on} \sigma_{un}} (q \tilde{A}_n + p \tilde{B}_n + p \tilde{C}_n) \}$$

$$= \frac{3}{2 \times 19000} \{ 1.98 \times 7.50 \times 0.0967 \times 60^3 \\ + \alpha \times 0.70 (2.55 \times 0.0967 \times 60^3 + 3.91 \times 0.171 \times 60^3 + 55.8 \times 0.354 \times 60^2) \} \\ + \frac{19000 + 16500}{19000 \times 16500} (10.05 \times 0.0568 \times 60^3 + 3.91 \times 0.0839 \times 60^3 + 55.8 \times 0.0875 \\ \times 60^2) = 48.464 + 14.854 \alpha$$

$$S_3 = \frac{f_3}{4} \beta_{1p} + \frac{(\sigma_{on} + \sigma_{un})^2}{6 \sigma_{on} \sigma_{un}} \beta_{1n} = \frac{1.75}{4} \times 2.195 \times 60 + \frac{(19000 + 16500)^2}{6 \times 19000 \times 16500} \times 1.005 \times 60$$

$$= 98.016$$

$$S_4 = \frac{f_3}{4} \beta_{2p} + \frac{(\sigma_{on} + \sigma_{un})^2}{6 \sigma_{on} \sigma_{un}} \beta_{2n}$$

$$= \frac{1.75}{4} \times 2.195 \times 60 + \frac{(19000 + 16500)^2}{6 \times 19000 \times 16500} \times 1.005 \times 60 = 98.016$$

初期仮定値

hso = 3.00 (m) とすれば,

gho = 0.150 × 13.5 = 2.02 (t/m) (主桁の単位満重を 150Kg/m² と仮定)

これより

$$\alpha_o = 1 - \frac{d}{h_s} = 1 - \frac{0.155}{3.0} = 0.9483$$

$$S_2 = 48.464 + 14.854 \times \alpha_0 = 62.530$$

3 次方程式の解

$$hs^3 + \kappa hs^2 - \lambda = 0$$

$$\kappa = \frac{\eta S_3}{2\xi S_4} = \frac{0.006 \times 98.016}{2 \times 0.002 \times 98.016} = 1.5$$

$$\lambda = \frac{g_{ho}^* S_1 + S_2}{2\rho \xi S_4} = \frac{2.02 \times 4.654 + 6.253}{2 \times 4 \times 0.002 \times 98.016} = 45.874$$

$$(hs_1)_0 = \frac{2 \times 3^3 + 1.5 \times 3^2 + 45.874}{3 \times 3^2 + 2 \times 1.5 \times 3} = \frac{113.37}{36} = 3.15 \quad (m)$$

$$(hs_1)_1 = \frac{2 \times 3.15^3 + 1.5 \times 3.15^2 + 45.874}{3 \times 3.15^2 + 2 \times 1.5 \times 3.15} = \frac{123.3}{39.23} = 3.14 \quad (m)$$

$$(hs_1)_2 = \frac{2 \times 3.14^3 + 1.5 \times 3.14^2 + 45.874}{3 \times 3.14^2 + 2 \times 1.5 \times 3.14} = \frac{122.58}{39.000} = 3.14 \quad (m)$$

$$\begin{aligned} (g_{h1})^* &= \frac{\tau \mu}{(2+m)\ell} \left\{ S_1 g_{ho}^* + S_2 \right\} \frac{1}{hs_1^*} + \rho \eta S_3 h_{s1}^* + \rho \xi S_4 \{ (hs_1)^* \} hs_1^* \} \\ &= \frac{7.85 \times 1.30}{(2+1.2) \times 60} \left\{ (4.654 \times 2.02 + 62.53) \times \frac{1}{3.14} + 4 \times 0.006 \times 98.016 \times 3.14 \right. \\ &\quad \left. + 4 \times 0.02 \times 98.016 \times [3.14] \times 3.14 \right\} = 2.134 \quad (t/m) \end{aligned}$$

第 1 回目の計算結果

$$hs_1^* = 3.14 \quad (m)$$

$$g_{h1}^* = 2.134 \quad (t/m)$$

引き続いて第 2 回目の計算を行なう。

$$\alpha_1 = i - \frac{d}{hs_1} = 1 - \frac{0.155}{3.14} = 0.951$$

$$S_2 = 48.464 + 14.854 \alpha_1 = 62.59$$

3 次方程式の解

$$hs^3 + \kappa hs^2 - \lambda = 0$$

$$\kappa = \frac{\eta S_3}{2\xi S_4} = \frac{0.006 \times 98.016}{2 \times 0.002 \times 98.016} = 1.5$$

$$\lambda = \frac{g_{h1}^* S_1 + S_2}{2\rho \xi S_4} = \frac{2.134 \times 4.654 + 62.59}{2 \times 4 \times 0.002 \times 98.016} = 46.25$$

$$(hs_2)_0 = \frac{2 \times 3.14^3 + 1.5 \times 3.14^2 + 46.25}{3 \times 3.14^2 + 2 \times 1.5 \times 3.14} = \frac{122.96}{39.000} = 3.15 \quad (m)$$

$$(hs_2)_1 = \frac{2 \times 3.14^3 + 1.5 \times 3.15^2 + 46.25}{3 \times 3.15^2 + 2 \times 1.5 \times 3.15} = \frac{123.64}{39.23} = 3.15 \quad (m)$$

$$\begin{aligned} g_{h2}^* &= \frac{7.85 \times 1.30}{(2 \times 1.2) \times 60} \left\{ (4.654 \times 2.134 + 62.59) \times \frac{1}{3.15} + 4 \times 0.006 \times 98.016 \times 3.15 \right. \\ &\quad \left. + 4 \times 0.002 \times 98.016 \times [3.15] \times 3.15 \right\} = 2.142 \quad (t/m) \end{aligned}$$

第2回目の計算結果

$$hs_2^* = 3.15 \quad (m)$$

$$gh_2^* = 2.142 \quad (t/m)$$

第1回目の計算結果とは小数2位まで求める範囲では1%以下の差異であり、収斂したものとみなすことができるのでこれらの値を解とする。

gh を用いて全鋼重および単位鋼重を計算するとつぎのようである。

$$G = (2.142 + 0.03 \times 13.5)(2 + 1.2) \times 60 = 489.0 \quad (t)$$

$$Wr = \frac{2.142}{13.5} + 0.03 = 0.189 \quad (t/m^2)$$

③ 最小断面の計算

腹板

$$hs = 3.15 \quad (m)$$

$$ts = \eta + \xi [hs] = 0.006 + 0.002 [3.15] = 14 \quad (mm)$$

$$Fs = 3.15 \times 0.014 = 0.0441 \quad (m^2)$$

フランジ

曲げモーメント	合成区間	合成前	$M_1 = (gh + q_1) \ell^2 \eta_{mg}$		
		合成後	$M_2 = g_{r2} \ell^2 + p \ell^2 \eta_{mp} + P \ell \eta_{mp}$		
	鋼断面		$M = (g_h + q) \ell^2 \eta_{mg} + p \ell^2 \eta_{mp} + P \ell \eta_{mp}$		

側径間	$\frac{4}{10} \ell$ 点	$\eta_{mg} = 0.0713$	$\eta_{mp} = 0.1021$	$\eta_{mp} = 0.2070$
中間支点		$\eta_{mg} = -0.1218$	$\eta_{mp} = -0.1385$	$\eta_{mp} = 0.1036$
中央径間	$\frac{m \ell}{2}$ 点	$\eta_{mg} = 0.0582$	$\eta_{mp} = 0.1029$	$\eta_{mp} = 0.2036$

$$g_{r2} = 2.55 \quad (t/m) \quad p = 3.91 \quad (t/m)$$

$$g_h = 2.14 \quad (t/m) \quad P = 55.8 \quad (t)$$

$$g_1 = 7.50 \quad (t/m)$$

$$q = 10.1 \quad (t/m)$$

側径間 $4/10 \ell$ 点

$$M_1 = (2.14 + 7.50) \times 60^2 \times 0.0713 = 2470 \quad (tm)$$

$$M_2 = 2.55 \times 60^2 \times 0.0713 + 3.91 \times 60^2 \times 0.1021 + 55.8 \times 60 \times 0.207 = 2790 \quad (tm)$$

中間支点

$$|M| = (2.14 + 10.1) \times 60^2 \times 0.1218 + 3.91 \times 60^2 \times 0.1385 + 55.8 \times 60 \times 0.1036 = 7660 \quad (tm)$$

中央径間 $1/2 \ell$ 点

$$M_1 = (2.14 + 7.50) \times 60^2 \times 0.0582 = 2020 \quad (tm)$$

$$M_2 = 2.55 \times 60^2 \times 0.0582 + 3.91 \times 60^2 \times 0.1029 + 55.8 \times 60 \times 0.2036 = 2670 \quad (tm)$$

側径間 1/4 点

上下フランジ必要断面積の近似値

$$F_{o1} = \frac{3 \times 2470}{2 \times 4 \times 3.15 (19000 - 7 \times 800)} \times 0.800 - \frac{0.0441}{4} \times 1.10 = 0.00543 \text{ (} m^2 \text{)} > F_{o1 \text{ min}}$$

$$= 0.0024 \quad \text{式 (3-84) 参照}$$

$$F_u = \frac{3}{2 \times 4 \times 19000} \left\{ \frac{2470}{3.15} \times \frac{2 \times 0.00543 + 0.0441}{3 \times 0.00543 + 0.0441} + \frac{2790}{3.15 + 0.155} \right.$$

$$\times \frac{2 \times 0.00543 + 2 \times 0.101 + 0.0441}{3 \times 0.00543 + 3 \times 0.101 + 0.0441} \left. \right\} - \frac{0.0441}{8} \times \left\{ \frac{4 \times 0.00543 + 0.0441}{3 \times 0.00543 + 0.0441} \right.$$

$$\left. + \frac{4 \times 0.00543 + 2 \times 0.101 + 0.0441}{3 \times 0.00543 + 3 \times 0.101 + 0.0441} \right\}$$

$$= 0.0128 \text{ (} m^2 \text{)} \quad \text{式 (3-88') 参照}$$

下フランジの必要断面積をさらに厳密に求めると、

$$\widetilde{F}_{o2} = 0.101 \text{ (} m^2 \text{)}, \quad F_{o1} = 0.00543 \text{ (} m^2 \text{)}, \quad F_s = 0.0441 \text{ (} m^2 \text{)}$$

式 (3-90), (3-91) を参照して

$$a = \frac{0.0441 \times (4 \times 0.00543 + 4 \times 0.101 + 0.0441)}{4 \times (3 \times 0.00543 + 3 \times 0.101 + 0.0441)} - \frac{0.0441 \times (4 \times 0.00543 + 0.0441)}{4 \times (3 \times 0.00543 + 0.0441)}$$

$$= 0.00223774$$

$$b = \frac{3}{2 \times 4} \left\{ \frac{2470}{3.15} \times \frac{(2 \times 0.00543 + 0.0441)}{(3 \times 0.00543 + 0.0441)} + \frac{2790}{3.305} \times \frac{(2 \times 0.00543 + 2 \times 0.101 + 0.0441)}{(3 \times 0.00543 + 3 \times 0.101 + 0.0441)} \right\}$$

$$= 448.91$$

$$c = \frac{3 \times 2470}{2 \times 4 \times 3.15} \times \frac{(2 \times 0.00543 + 0.0441)}{(3 \times 0.00543 + 0.0441)} \times 19000 = 5.08454 \times 10^6$$

$$\sigma_{u1} = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 4ac}}{2a} = 10750 \quad \text{(} t/m^2 \text{)}$$

$$F_u = \frac{3 \times 2470}{2 \times 4 \times 10750 \times 3.15} \times \frac{2 \times 0.00543 + 0.0441}{3 \times 0.00543 + 0.0441} - \frac{0.0441}{4} \times \frac{4 \times 0.00543 + 0.0441}{3 \times 0.00543 + 0.0441}$$

$$0.01288 \text{ (} m^2 \text{)} \quad \text{式 (3-88) 参照}$$

近似値と比較して殆んど差のないことがわかる。

上フランジの必要断面積, 式 (3-84) 参照

$$\sigma_{o1} = 19000 - 7 \times 800 = 13.440 \quad \text{(} t/m^2 \text{)} \quad F_u = 0.0129$$

$$F_{o1} = \frac{3 \times 2470}{2 \times 4 \times 3.15 \times 13.440} \times \frac{2 \times 0.0129 + 0.0441}{3 \times 0.0129 + 0.0441} - \frac{0.0441}{4} \times \frac{4 \times 0.0129 + 0.0441}{3 \times 0.0129 + 0.0441}$$

$$0.00842 \text{ (} m^2 \text{)}$$

F_{o1} を用いてさらに計算を繰返せば, より精度の高い解が得られる。ここでは上記の値を解とする。

$$F_{o1} = 0.00842 \quad (m^2)$$

フランジ幅を 0.400 (m) とすれば、所要厚さは 0.022 (m) となる。

$$F_u = 0.0129 \quad (m^2)$$

フランジ幅を 0.600 (m) とすれば、所要厚さは 0.022 (m) となる。

中間支点 式 (3-58) 参照

上フランジ

$$F_o = \frac{h_s t_s}{6} \left(\frac{\sigma_u}{\sigma_o} - 2 \right) + \frac{M}{\rho \sigma_o h_s} \\ = \frac{3.15 \times 0.014}{6} \left(\frac{16500}{19000} - 2 \right) + \frac{7660}{4 \times 19000 \times 3.15} = 0.0246 \quad (m^2)$$

フランジ幅を 0.600 (m) とすれば、所要厚さは 0.041 (m) となる。

下フランジ

$$F_u = \frac{h_s t_s}{6} \left(\frac{\sigma_o}{\sigma_u} - 2 \right) + \frac{M}{\rho \sigma_u h_s} = \frac{3.15 \times 0.014}{6} \left(\frac{19000}{16500} - 2 \right) + \frac{7660}{4 \times 16500 \times 3.15} \\ = 0.0306 \quad (m^2)$$

フランジ幅を 0.700 (m) とすれば、所要厚さは 0.044 (m) となる。

中央径間 $1/2$ ml 点

上下フランジ必要断面積の近似値

$$F_{o1} = \frac{3 \times 2020}{2 \times 4 \times 3.15 (19000 - 7 \times 800)} \times 0.800 - \frac{0.0441}{4} \times 1.10 \\ = 0.00223 (m^2) < F_{o1 \min} = 0.00240 \quad \text{式 (3-84) 参照}$$

したがって $F_{o1} = 0.00240$ とする。

$$F_u = \frac{3}{2 \times 4 \times 19000} \left\{ \frac{2020}{3.15} \times 0.850 + \frac{2670}{3.15 + 0.155} \times 0.700 \right\} - \frac{0.0441}{4} \times 1.15 \\ = 0.00924 (m^2) \quad \text{式 (3-88) 参照}$$

上下フランジの必要断面積

まず σ_{u1} を求める。 式 (3-91) 参照

$$F_{o2} = 0.101 (m^2) \quad F_{o1} = 0.00240 (m^2) \quad F_s = 0.0441 (m^2)$$

$$a = \frac{0.0441 (4 \times 0.00240 + 4 \times 0.101 + 0.0441)}{4 \times (3 \times 0.00240 + 3 \times 0.101 + 0.0441)} - \frac{0.0441 (4 \times 0.00240 + 0.0441)}{4 \times (3 \times 0.00240 + 0.0441)} \\ = 0.002703$$

$$b = \frac{3}{2 \times 4} \left\{ \frac{2020}{3.15} \frac{(2 \times 0.00240 + 0.0441)}{(3 \times 0.00240 + 0.0441)} + \frac{2670}{3.305} \frac{(2 \times 0.00240 + 2 \times 0.101 + 0.0441)}{(3 \times 0.00240 + 3 \times 0.101 + 0.0441)} \right\} \\ - a \times 19000 = 392.405$$

$$c = \frac{3 \times 2020}{2 \times 4 \times 3.15} \times \frac{(2 \times 0.00240 + 0.0441)}{(3 \times 0.00240 + 0.0441)} \times 19000 = 4.3553 \times 10^6$$

$$\sigma_{u1} = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 4ac}}{2a}$$

$$= 10360 \quad (\text{t/m}^2)$$

$$Fu = \frac{3 \times 2020}{2 \times 4 \times 10360 \times 3.15} \times \frac{2 \times 0.0024 + 0.0441}{3 \times 0.0024 + 0.0441} - \frac{0.0441}{4} \times \frac{4 \times 0.0024 + 0.0441}{3 \times 0.0024 + 0.0441}$$

$$= 0.0106 \quad (\text{m}^2)$$

式(3-88)参照

上フランジの必要断面積

$$Fo1 = \frac{3 \times 2020}{2 \times 4 \times 3.15 \times 13400} \times \frac{2 \times 0.0106 + 0.0441}{3 \times 0.0106 + 0.0441} - \frac{0.0441}{4} \times \frac{4 \times 0.0106 + 0.0441}{3 \times 0.0106 + 0.0441}$$

$$= 0.00288 \quad (\text{m}^2) > Fo1 \text{ min}$$

式(3-84)参照

ここでは以上の値を解とすることにする。

$$Fo1 = 0.00288 \quad (\text{m}^2)$$

フランジ幅を 0.240 (m) とすれば、所要厚さは 0.012 (m) となる。

$$Fu = 0.0106 \quad (\text{m}^2)$$

フランジ幅を 0.500 (m) とすれば、所要厚さは 0.021 (m) となる。

以上は、桁高と腹板厚さの関係式として、

$$ts = 0.006 + 0.002 [hs]$$

を用いた例であるが、この場合についてもつぎの鋼道示によるものについて、計算してみる。

$$ts = 0.008 \quad hs \leq 1.76$$

$$\frac{1}{220} hs \quad hs \geq 1.76$$

設計条件を同じとすれば予備計算までの値はそのまま用いることができる。

$$S_1 = 4.65$$

$$S_2 = 48.5 + 14.9 \alpha$$

$$S_3 = 98.0$$

$$S_4 = 98.0$$

④ 最小鋼重および桁高

初期仮定値

$$h_{so} = 3.0 \quad (\text{m})$$

$$g_{ho} = 0.150 \times 13.5 = 2.02 \quad (\text{t/m}) \quad (\text{主桁の単位鋼重を } 150 \text{ Kg/cm} \text{ と仮定})$$

これより

$$\alpha_0 = 1 - \frac{0.155}{3.00} = 0.948$$

$$S_2 = 48.5 + 14.9 \times 0.948 = 62.6$$

桁高に関する 3 次方程式の解

$$hs^3 + \kappa hs^2 - \lambda = 0$$

$$\kappa = \frac{\eta S_3}{2 \xi S_4} = 0 \quad (\eta = 0)$$

$$\lambda = \frac{g_h^* S_1 + S_2}{2\rho \xi S_4} = \frac{2.02 \times 4.65 + 62.6}{2 \times 4 \times \frac{1}{220} \times 98.0} = 20.2$$

$$hs_1^* = \sqrt[3]{\lambda} = \sqrt[3]{20.2} = 2.72 \quad (m)$$

これを用いて α_1^* , g_{h1}^* を求める

$$\alpha_1^* = 1 - \frac{0.155}{2.72} = 0.943$$

$$S_2 = 48.5 + 14.9 \times 0.943 = 62.5$$

$$g_h^* = \frac{r\mu}{(2+m)\ell} \left\{ (S_1 g_h^* + S_2) \frac{1}{hs^*} + \rho \xi S_4 hs^{*2} \right\} \\ - \frac{7.85 \times 1.30}{(2+1.2) \times 60} \left\{ (4.65 \times 2.02 + 62.5) \times \frac{1}{2.72} + 4 \times \frac{1}{220} \times 98.0 \times 2.72^2 \right\} = 2.10 \quad (t/m)$$

第 1 回目の計算結果

$$hs_1 = 2.72 \quad (m)$$

$$g_{h1} = 2.10 \quad (t/m)$$

$$\alpha = 0.943$$

$$S_2 = 62.5$$

引き続き第 2 回目の計算を行なう。

3 次方程式の解

$$\lambda = \frac{2.10 \times 4.65 + 62.5}{2 \times 4 \times \frac{1}{220} \times 98.0} = 20.3$$

$$hs_2 = \sqrt[3]{20.3} = 2.73 \quad (m)$$

$$\alpha_2 = 0.943$$

$$S_2 = 62.5$$

さらに g_{h2}^* を求める

$$g_{h2}^* = \frac{7.85 \times 1.30}{(2+1.2) \times 60} \left\{ (4.65 \times 2.10 + 62.5) \frac{1}{2.73} + 4 \times \frac{1}{220} \times 98.0 \times 2.73^2 \right\} = 2.12 \quad (t/m)$$

第 2 回目の計算結果

$$g_{h2}^* = 2.12 \quad (t/m)$$

$$hs_2^* = 2.73 \quad (m)$$

計算は以上で打切ることとする。ところで $ts = 0.006 + 0.002[hs]$ を用いた場合と比較して, g_h^* の値がやや小さくなっているのは, 一方は, 桁高の変化に対して階段関数を用い, 他方は単なる直線式を用いたためである。

桁高と腹板厚さの関係式として同形のものを用いる場合には, 腹板厚さを薄くする方が, 桁高が大きく鋼重は小さくなるのが一般的と言える。しかし, 桁高の方がある程度変化するのに対して, 鋼重の差は僅かである。

⑤ 最小断面

主桁鋼重および桁高が若干変化するのみであるのでここでは最小断面に関する計算は省略する。

3.5 実施例との比較

本研究において誘導した最小重量設計法を実際の事例に適用し、両者の比較を行なつてみる。実施例としては3径間連続鋼床版桁橋で架橋された新十三大橋をとりあげる。この橋の設計では、取付道路、河川管理等の条件から、桁高の選定に制限があり、必ずしも最小重量設計とはなっていない。したがって、ここでの比較は、まず最小重量設計による場合は桁高がどのような値となるかを示し、本方法と実施設計との間に差異を生じる場合には、以後の所要断面の計算は実際の桁高を用いて行なうものとする。すなわち、後半の計算では、本方法による主桁の必要断面と実際の設計断面を比較することになる。

なお、新十三大橋は、旧瀬道路橋示方書を準用して設計されており、許容応力度や、有効幅の値は改訂示方書による場合と一致しない。ここでは、比較検討を目的としているので、設計条件は新十三大橋に合わせることにする。(以下3.3.4 連続鋼床版桁橋の最小鋼重、最小断面及び3.4.3 連続桁橋の最小重量設計に関する定数についてを参照)

3.5.1 設計条件(図3-12, 3-13参照)

スパン ; $\ell + m\ell + \ell$, $\ell = 90(m)$

スパン比 ; $m = 1.0$

有効幅員 ; $B = 13.5(\text{車道}) + 2 \times 2.35(\text{車道}) = 18.20(m)$

主桁数 ; $\rho = 2$

許容応力度 ;	$\sigma_{op} = 18000(t/m^2)$	SM50	(旧示方書)
	$\sigma_{on} = 19000(〃)$	〃	(〃)
	$\sigma_{up} = 19000(〃)$	〃	(〃)
	$\sigma_{un} = 23700(〃)$	SM58	(〃)

腹板厚さと桁高の関係 ; $t_s = \xi h_s$ $\xi = \frac{1}{260}$
(SM50、水平補剛材2本使用、旧示方書)

上フランジ厚 ; デッキプレート 0.012(m) (実施では部分的に0.014(m), 0.018(m)を使用)
縦リブ換算厚 0.007(m)
 $t_o = 0.012 + 0.007 = 0.019(m)$

桁高の変化率 ; $\zeta_1 = \zeta_2 = 1.0$ (等高桁)

補正係数 ; $\mu = 1.30$

単位重量 ; $\gamma = 7.85(t/m^3)$

補足鋼重 ; $w_r = 0.06(t/m^2)$

3.5.2 予備計算

(1) 鋼床版の有効幅

新十三大橋の設計では主桁に対する鋼床版の有効幅は、著者等の研究⁵⁾に基づいて決定している。

ここでは、その値を用いる。

側径間

$$b'_m = 6.325 (m) \quad (\text{主桁 1 本当り})$$

$$b_m = 2b'_m = 12.65 (m) \quad (\text{全断面当り})$$

中間支点

$$b'_m = 5.524 (m) \quad (\text{主桁 1 本当り})$$

$$b_m = 2b'_m = 11.05 (m) \quad (\text{全断面当り})$$

中央径間

$$b'_m = 5.425 (m) \quad (\text{主桁 1 本当り})$$

$$b_m = 2b'_m = 10.85 (m) \quad (\text{全断面当り})$$

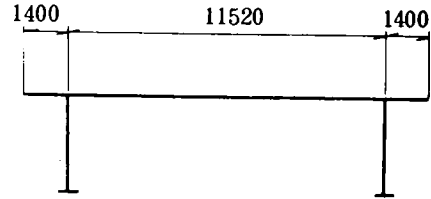


図 3-12

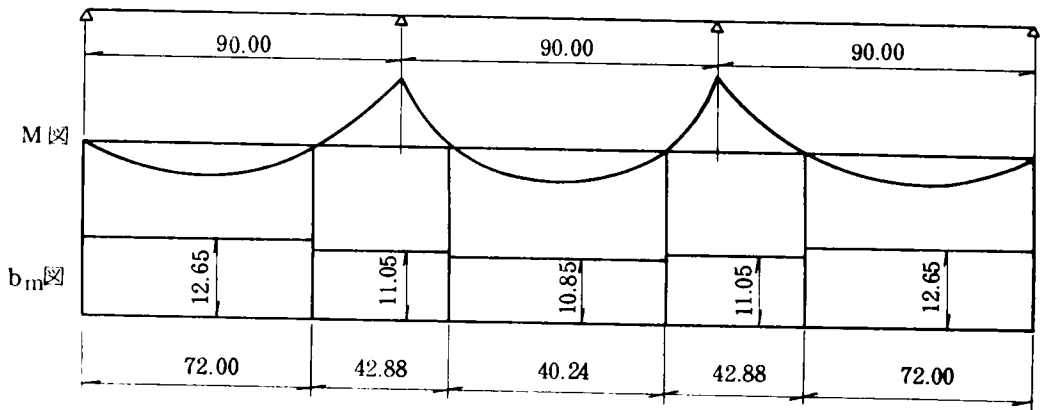


図 3-13

(2) F_o の値

有効幅 b_m を用いて $F_o = t_o b_m$ を計算する。

$$\text{側 径 間} \quad 0 \leq x_1 \leq 72.00 \quad F_o = 12.65 \times 0.019 = 0.2404 (m^2)$$

$$\begin{aligned} \text{中間支点} \quad 72.00 \leq x_1 \leq 90.00 \quad F_o &= 11.05 \times 0.019 = 0.2100 (m^2) \\ 90.00 \leq x_2 \leq 24.88 \end{aligned}$$

$$\text{中央径間} \quad 24.88 \leq x_2 \leq 65.12 \quad F_o = 10.85 \times 0.019 = 0.2062 (m^2)$$

F_o の値は上記のように着目点で変化している。断面決定の際には、この値を用いることが望ましいが、最小重量および桁高を求める計算では、簡単のため、つぎの平均値を使用することにする。

$$F_{om} = \frac{2 \times 72.00 \times 0.2404 + 2 \times 42.88 \times 0.2100 + 40.24 \times 0.2062}{3 \times 90.00} = 0.228 (m^2), (12.0 m \times 0.019 m)$$

(3) 主桁以外の死荷重

① デッキプレートおよび縦リブのうち主桁作用に協力しない部分の鋼重は補足鋼重に含まれるも

のとみなす。

② 補足鋼重

$$w_{rB} = 0.06 \times 18.2 = 1.092 \quad (\text{t/m})$$

③ 舗装（車道部分）

$$B' t_A r' = 13.5 \times 0.06 \times 2.3 = 1.863 \quad (\text{t/m})$$

④ 歩道床版，同上舗装，地覆，高欄，その他 3.009 (t/m)

⑤ 添架物 0.500 (t/m)

$$\text{主桁以外の死荷重合計} \quad g_r = 6.464 \quad (\text{t/m})$$

(4) 活荷重および衝撃

前節までの計算例では，主桁間の荷重分配作用を考え，活荷重は全断面に作用するものとして計算を行なったが，ここでは新十三大橋の設計に従がい，荷重は主桁に対して，1-0の反力影響線に基づき作用するものとする。したがって，主桁1本あたりに作用する荷重を求め，これに主桁数を乗じて全断面に対する荷重とする。図3-14参照

① 各主桁に作用する活荷重

$$P = 5 \quad (\text{t/m}) \quad (\text{線荷重})$$

$$p = 0.430 - 0.090 = 0.340 \quad (\text{t/m})$$

(等分布荷重)

$$p' = 0.350 \quad (\text{t/m}^2) \quad (\text{群集荷重})$$

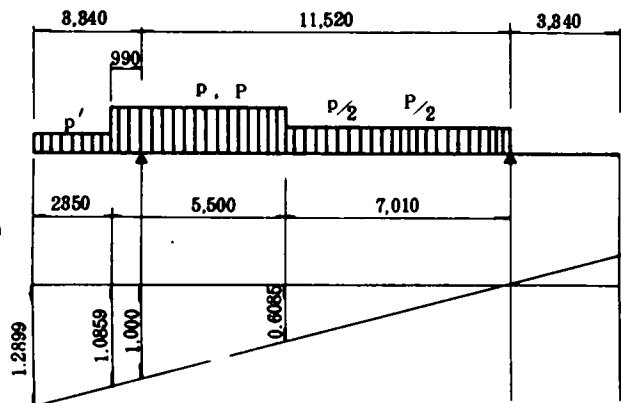


図 3-14

線荷重

$$5 \times \left\{ \frac{1}{2} (1.0859 + 0.6085) \times 5.500 + \frac{1}{2} \times 0.6085 \times 7.010 \times \frac{1}{2} \right\} = 28.630 \quad (\text{t})$$

等分布荷重

$$28.630 \times \frac{0.34}{5.0} = 1.947 \quad (\text{t/m})$$

群集荷重

$$0.35 \times \frac{1}{2} (1.2899 + 1.0859) \times 2.350 = 0.977 \quad (\text{t/m})$$

衝撃係数

$$i = \frac{20}{50 + 90} = 0.143 \quad (\text{等径間桁，各径間共通})$$

衝撃を含めた活荷重

$$\text{線荷重} \quad 28.630 \times 1.143 = 32.724 \quad (\text{t})$$

$$\text{等分布荷重} \quad 1.947 \times 1.143 = 2.225 \quad (\text{t/m})$$

② 全断面に作用する活荷重および衝撃荷重

$$\text{線荷重} \quad 2 \times 32.724 = 65.4 \quad (\text{t})$$

$$\text{等分布荷重} \quad 2 \times (2.225 + 0.977) = 6.40 \quad (\text{t/m})$$

以上から荷重の集計はつぎのようになる。

$$\text{主桁以外の死荷重} \quad g_r = 6.46 \quad (\text{t/m})$$

$$\text{等分布活荷重} \quad p = 6.40 \quad (\text{t/m})$$

$$\text{集中活荷重} \quad P = 65.4 \quad (\text{t})$$

(5) 設計曲げモーメントに関する定数 A_i 表 3-1 参照

$$A_p = 0.0905 \ell^3$$

$$A_n = 0.0435 \ell^3$$

$$B_p = 0.146 \ell^3$$

$$B_n = 0.0670 \ell^3$$

$$C_p = 0.312 \ell^2$$

$$C_n = 0.0779 \ell^2$$

(6) 桁高の変化に関する定数 β_i , 式 (3-69') 参照

$$\beta_1 = 3.0 \ell$$

$$\beta_2 = 3.0 \ell$$

(7) 下フランジに関する正負モーメント領域の許容応力度の比

$$\omega = \frac{\sigma_{up}}{\sigma_{un}} = \frac{19000}{23700} = 0.802$$

(8) 定数 N_1 , N_2 の計算

$$N_1 = (A_p + \omega A_n)$$

$$= (0.0905 + 0.802 \times 0.0435) \times 90^3$$

$$= 9.14 \times 10^4 \quad (\text{m}^3)$$

$$N_2 = g_r (A_p + \omega A_n) + p (B_p + \omega B_n) + P (C_p + \omega C_n)$$

$$= 6.46 (0.0905 + 0.802 \times 0.0435) \times 90^3 + 65.4 (0.312 + 0.802 \times 0.0779) \times 90^2$$

$$= 1.72 \times 10^6 \quad (\text{t m}^2)$$

3. 主桁鋼重および桁高

逐次近似計算により, 主桁鋼重および桁高を求める。

① 第1回の計算

初回仮定値

$$h_{so} = 3.0 \quad (\text{m})$$

$$g_{ho} = 0.240 \times 18.2 = 43.7 \quad (\text{t/m})$$

ただし主桁の単位鋼重を 240 Kg/m^2 と仮定した。

$$F_{so} = t_{shso} = \xi h_{so}^2 = \frac{1}{260} \times 3.0^2 = 0.0346 \quad (\text{m}^*)$$

$$F_o = 0.228 \quad (\text{m}^*)$$

$$f_{10} = \frac{2F_0 + \rho F_{s0}}{3F_0 + \rho F_{s0}} = \frac{2 \times 0.228 + 2 \times 0.0346}{3 \times 0.228 + 2 \times 0.0346} = 0.697$$

$$f_{20} = \frac{8F_0 + 3\rho F_{s0}}{3F_0 + \rho F_{s0}} = \frac{8 \times 0.228 + 3 \times 2 \times 0.0346}{3 \times 0.228 + 2 \times 0.0346} = 2.70$$

桁高に関する三次方程式の解

$$hs_1^3 + \kappa h_{s1}^2 - \lambda = 0$$

$$\kappa = \frac{\eta \beta_1}{2\xi \beta_2}$$

$$\eta = 0, \quad \beta_1 = \beta_2 = 3\ell$$

したがって $\kappa = 0$

$$\lambda = \frac{3f_{10}(g_{h1}N_1 + N_2)}{\rho \xi \beta_2 \sigma_{up} f_{20}} = \frac{3 \times 0.697 \times (4.37 \times 9.14 \times 10^4 + 1.72 \times 10^6)}{2 \times \frac{1}{260} \times 3 \times 90 \times 19000 \times 2.70} = 41.6 \text{ (m}^2\text{)}$$

$\kappa = 0$ であるから h_{s0} の根すなわち h_{s1} はただちに求まる。

$$h_{s1} = \sqrt[3]{\lambda} = \sqrt[3]{41.6} = 3.46 \text{ (m)}$$

あらたに求めた h_{s1} を用いて, f_{11} , f_{12} および g_{h1} を計算する。

$$F_{s1} = \frac{1}{260} \times 3.46^2 = 0.0460 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$f_{11} = \frac{2 \times 0.228 + 2 \times 0.460}{3 \times 0.228 + 2 \times 0.460} = 0.706$$

$$f_{21} = \frac{8 \times 0.228 + 3 \times 2 \times 0.0460}{3 \times 0.228 + 2 \times 0.0460} = 2.71$$

$$g_{h1} = \tau \mu \left\{ F_0 + \frac{3f_{11}}{2(2+m)\ell \sigma_{up} h_{s1}} (g_{h0}N_1 + N_2) + \frac{\rho f_{21} h_{s1}}{4(2+m)\ell} (\eta \beta_1 + \xi \beta_2 h_{s1}) \right\}$$

$$= 7.85 \times 1.30 \times \left\{ 0.228 + \frac{3 \times 0.706}{2 \times 3 \times 90 \times 19000 \times 3.46} (4.37 \times 9.14 \times 10^4 + 1.72 \times 10^6) \right.$$

$$\left. + \frac{2 \times 2.71 \times 3.46}{4 \times 3 \times 90} \times \frac{3 \times 90}{260} \times 3.46 \right\} = 4.22 \text{ (t/m)}$$

第1回の計算を整理するとつぎのようである。

$$h_{s1} = 3.46 \text{ (m)}, \quad g_{h1} = 4.22 \text{ (t/m)}, \quad f_{11} = 0.706, \quad f_{21} = 2.71$$

ひきつづいて第2回目計算を行なう。

桁高に関する3次方程式の解 ($\kappa = 0$)

$$hs_2^3 - \lambda = 0$$

$$\lambda = \frac{3 \times 0.706 \times (4.22 \times 9.14 \times 10^4 + 1.72 \times 10^6)}{2 \times \frac{1}{260} \times 3 \times 90 \times 19000 \times 2.71} = 41.8 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$h_{s2} = \sqrt[3]{41.8} = 3.47 \text{ (m)}$$

第2回の計算から求めた桁高 h_{s2} は第1回の値に比較して, その差はわずかに0.3%である。

したがって, 以後の計算値は前回に対して殆んど変化しないことは明らかであり, 一応収斂した

ものとみなすことができる。以上から、最小鋼重、およびこれに対応する桁高として、つぎの値が得られた。

$$h_s^* = 3.47 \text{ (m)}$$

$$g_h^* = 4.22 \text{ (t/m)}$$

一方、実施設計では、架橋条件に基づき h_s として、3.00 (m) が採用されている。この計算結果から考察すると、やや低い値に制限されていることがわかる。つぎに、本研究による鋼重計算式を用いて、実橋で採用された桁高 $h_s = 3.00 \text{ (m)}$ に対する鋼重を求めてみる。主桁鋼重の仮定値としては、上記の計算結果を使用して大差ないと考えられる。

$$h_s = 3.0 \text{ (m)} \quad F_s = \frac{1}{260} \times 3.0^2 = 0.0346 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$g_h = 4.22 \text{ (t/m)} \quad f_1 = 0.697, \quad f_2 = 2.70$$

$$g_h = 7.85 \times 1.30 \times \left\{ 0.228 + \frac{3 \times 0.697 \times (4.22 \times 9.14 \times 10^4 + 1.72 \times 10^6)}{2 \times 3 \times 90 \times 1900 \times 3.0} \right. \\ \left. + \frac{2 \times 2.70 \times 3.0 \times 3.0 \times 90 \times 3.0}{4 \times 3 \times 90 \times 260} \right\} = 4.27 \text{ (t/m)}$$

この値は、最小鋼重計算によるものと比較して、若干大きくなっているが、桁高の選定に制約があるため、当然の結果と考えられる。

さらに、単位面積当りの鋼重を計算するとつぎのようである。

① 本研究の最小鋼重計算による場合

$$w = w_r + \frac{g_h^*}{B} = 0.06 + \frac{4.22}{18.2} = 0.292 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

② 桁高を 3 m に定め本研究の鋼重計算式による場合

$$w = w_r + \frac{g_h}{B} = 0.06 + \frac{4.27}{18.2} = 0.294 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

これらの計算値に対して、実際の新十三大橋の単位面積当りの鋼重は 0.295 (t/m²) であった。実際設計と本研究による計算値とが、よく一致していることがわかる。

4. 主桁断面の設計

主桁断面の設計では、最小重量設計から求まる桁高は使用せず、比較のため、実際に採用された桁高 $h_s = 3.0 \text{ (m)}$ および、このときの主桁鋼重 $g_h = 4.27 \text{ (t/m)}$ を用いる。

(1) 設計曲げモーメントの計算

附図から、3 径間等高桁 (スパン比 $m = 1.0$) の設計曲げモーメントの影響値は表 3-8 のとおりである。表の影響値のうち、設計には、断面決定に支配的な値のみを用いる。

設計曲げモーメントは表-8を用いて、次式により計算される。

$$|M| = (g_h + q_r) \left[\eta mg \right] \ell^2 + p \left[\eta mp \right] \ell^2 + P \left[\eta mP \right] \ell \quad (\text{絶対値})$$

$$g_h + q_r = 6.46 + 4.27 = 10.7 \text{ (t/m)}$$

$$p = 6.40 \text{ (t/m)}$$

$$P = 65.4 \text{ (t)}$$

表 3 - 8

設計曲げモーメントの影響値 η_i

点 η	$\eta_{mg} \times \ell^2$		$\eta_{mp} \times \ell^2$		$\eta_{mp} \times \ell$	
	+	-	+	-	+	-
0	0	—	0	0	0	0
0.1 ℓ	0.0350	—	0.0400	-0.0050	0.0874	-0.0080
0.2 ℓ	0.0600	—	0.0700	-0.0100	0.1498	-0.0160
0.3 ℓ	0.0750	—	0.0900	-0.0150	0.1882	-0.0240
0.4 ℓ	0.0800	—	0.1000	-0.0200	0.2042	-0.0320
0.5 ℓ	0.0750	—	0.1000	-0.0250	0.2000	-0.0440
0.6 ℓ	0.0600	—	0.0900	-0.0300	0.1786	-0.0480
0.7 ℓ	0.0350	—	0.0700	-0.0350	0.1434	-0.0560
0.8 ℓ	0.0000	0.0000	0.0400	-0.0400	0.0986	-0.0640
0.9 ℓ	—	-0.0450	0.0200	-0.0650	0.0490	-0.0720
1.0 ℓ	—	-0.1000	0.0165	-0.1167	0.0256	-0.1024
1.1 ℓ	—	-0.0550	0.0155	-0.0700	0.0534	-0.0896
1.2 ℓ	—	-0.0200	0.0300	-0.0500	0.1024	-0.0768
1.3 ℓ	0.0050	—	0.0550	-0.0500	0.1414	-0.0640
1.4 ℓ	0.0200	—	0.0700	-0.0500	0.1664	-0.0512
1.5 ℓ	0.0250	—	0.0750	-0.0500	0.1750	-0.0384

各点の設計曲げモーメント（絶対値）

$$\begin{aligned}
 0.1 \ell & ; 10.7 \times 0.0350 \times 90^2 + 6.40 \times 0.0400 \times 90^2 + 65.4 \times 0.0874 \times 90 = 5621 \text{ (t m)} \\
 0.2 \ell & ; 10.7 \times 0.0600 \times 90^2 + 6.40 \times 0.0700 \times 90^2 + 65.4 \times 0.150 \times 90 = 9712 \text{ (t m)} \\
 0.3 \ell & ; 10.7 \times 0.0750 \times 90^2 + 6.40 \times 0.0900 \times 90^2 + 65.4 \times 0.188 \times 90 = 12274 \text{ (t m)} \\
 0.4 \ell & ; 10.7 \times 0.0800 \times 90^2 + 6.40 \times 0.100 \times 90^2 + 65.4 \times 0.204 \times 90 = 13319 \text{ (t m)} \\
 0.5 \ell & ; 10.7 \times 0.0750 \times 90^2 + 6.40 \times 0.100 \times 90^2 + 65.4 \times 0.200 \times 90 = 12861 \text{ (t m)} \\
 0.6 \ell & ; 10.7 \times 0.0600 \times 90^2 + 6.40 \times 0.0900 \times 90^2 + 65.4 \times 0.179 \times 90 = 10921 \text{ (t m)} \\
 0.7 \ell & ; 10.7 \times 0.0350 \times 90^2 + 6.40 \times 0.0700 \times 90^2 + 65.4 \times 0.143 \times 90 = 6662 \text{ (t m)} \\
 0.8 \ell & ; 10.7 \times 0 \times 90^2 + 6.40 \times 0.0400 \times 90^2 + 65.4 \times 0.0640 \times 90 = 2451 \text{ (t m)} \\
 0.9 \ell & ; 10.7 \times 0.0450 \times 90^2 + 6.40 \times 0.0650 \times 90^2 + 65.4 \times 0.0720 \times 90 = 7694 \text{ (t m)} \\
 1.0 \ell & ; 10.7 \times 0.100 \times 90^2 + 6.40 \times 0.117 \times 90^2 + 65.4 \times 0.102 \times 90 = 15332 \text{ (t m)} \\
 1.1 \ell & ; 10.7 \times 0.0550 \times 90^2 + 6.40 \times 0.0700 \times 90^2 + 65.4 \times 0.0896 \times 90 = 8923 \text{ (t m)} \\
 1.2 \ell & ; 10.7 \times 0.0200 \times 90^2 + 6.40 \times 0.0500 \times 90^2 + 65.4 \times 0.0768 \times 90 = 4325 \text{ (t m)} \\
 1.3 \ell & ; 10.7 \times 0.0050 \times 90^2 + 6.40 \times 0.0500 \times 90^2 + 65.4 \times 0.141 \times 90 = 4114 \text{ (t m)} \\
 1.4 \ell & ; 10.7 \times 0.0200 \times 90^2 + 6.40 \times 0.0700 \times 90^2 + 65.4 \times 0.166 \times 90 = 6339 \text{ (t m)} \\
 1.5 \ell & ; 10.7 \times 0.0250 \times 90^2 + 6.40 \times 0.0750 \times 90^2 + 65.4 \times 0.175 \times 90 = 7085 \text{ (t m)}
 \end{aligned}$$

ここに求めた各点の設計曲げモーメントは、断面二次モーメントを全長にわたり一定とみなし、付表を利用した場合の値であるが、これと実橋の設計曲げモーメントとを比較し、図 3-14 に示す。実橋では、フランジ断面の変化による断面二次モーメントの増減を考慮して、設計曲げモーメントが計算されている。

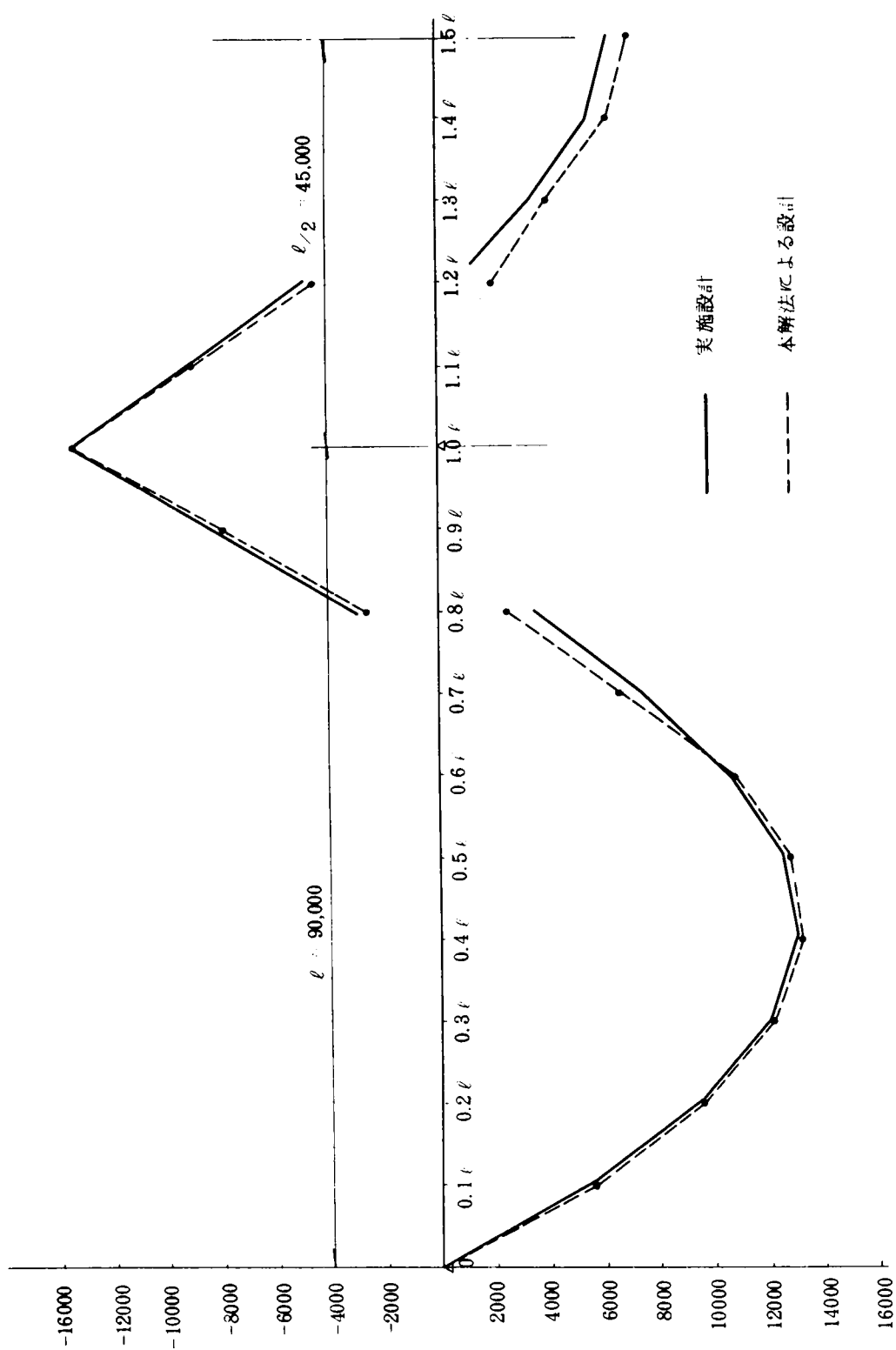


図 3-14

(2) 腹板の断面

採用した桁高は全橋にわたり一定で $h_s = 3.0 (m)$ である。したがって、腹板厚さは旧鋼道示に基づき、水平補剛材を 2 本用いるものとして、つぎのように求められる。

$$t_s = \xi h_s = \frac{1}{260} \times 3.0 = 0.0115 = 0.012 (m) = 12 (mm)$$

腹板の断面積

$$F_s = t_s h_s = 0.012 \times 3.0 = 0.0360 (m^2)$$

(3) 下フランジの必要断面積

$F_s = 0.036 (m^2)$, $F_o = 0.228 (m^2)$ およびその他の条件を与えて各点の下フランジの必要断面積を計算する。

$$F_u = \frac{3M}{\rho h_s \sigma_u} \cdot \frac{2F_o + \rho F_s}{6F_o + 2\rho F_s} - F_s \frac{4F_o + \rho F_s}{12F_o + 4\rho F_s}$$

$\rho = 2$, $h_s = 3.0$, $F_o = 0.228$, $F_s = 0.036$ を代入する。

$$F_u = \frac{M}{\sigma_u} \cdot \frac{3(2 \times 0.228 + 2 \times 0.036)}{2 \times 3.0(6 \times 0.228 + 2 \times 2 \times 0.036)} - 0.036 \cdot \frac{4 \times 0.228 + 2 \times 0.036}{12 \times 0.228 + 4 \times 2 \times 0.036}$$

$$0.1746 \frac{M}{\sigma_u} - 0.01171$$

新十三大橋の下フランジには、つぎのような鋼種、許容応力度が用いられている。

0 ~ 0.2 ℓ	SM50	$\sigma_u = 19000$ (t/ m^2)
0.3 ℓ ~ 0.6 ℓ	SM58	$\sigma_u = 26000$ (t/ m^2)
0.7 ℓ ~ 0.8 ℓ	SM50	$\sigma_u = 19000$ (t/ m^2)
0.9 ℓ ~ 1.1 ℓ	SM58	$\sigma_u = 23700$ (t/ m^2)
1.2 ℓ ~ 1.5 ℓ	SM50	$\sigma_u = 19000$ (t/ m^2)

上式に設計曲げモーメント M , 許容応力度 σ_u を代入して各点の下フランジ断面積を求める。

$$0.1 \ell ; 0.1746 \times \frac{5621}{19000} - 0.01171 = 0.0399 (m^2)$$

$$0.2 \ell ; 0.1746 \times \frac{9712}{19000} - 0.01171 = 0.0775 (m^2)$$

$$0.3 \ell ; 0.1746 \times \frac{12274}{26000} - 0.01171 = 0.0707 (m^2)$$

$$0.4 \ell ; 0.1746 \times \frac{13319}{26000} - 0.01171 = 0.0777 (m^2)$$

$$0.5 \ell ; 0.1746 \times \frac{12861}{26000} - 0.01171 = 0.0746 (m^2)$$

$$0.6 \ell ; 0.1746 \times \frac{10921}{26000} - 0.01171 = 0.0616 (m^2)$$

$$0.7 \ell ; 0.1746 \times \frac{6662}{19000} - 0.01171 = 0.0496 (m^2)$$

$$0.8 \ell ; 0.1746 \times \frac{2655}{19000} - 0.01171 = 0.0131 (m^2)$$

$$0.9 \ell ; 0.1746 \times \frac{7694}{23700} - 0.01171 = 0.0452 (m^2)$$

$$\begin{aligned}
1.0\ell & ; 0.1746 \times \frac{15332}{23700} - 0.01171 = 0.1012 \quad (m^*) \\
1.1\ell & ; 0.1746 \times \frac{8923}{23700} - 0.01171 = 0.0540 \quad (m^*) \\
1.2\ell & ; 0.1746 \times \frac{4325}{19000} - 0.01171 = 0.0280 \quad (m^*) \\
1.3\ell & ; 0.1746 \times \frac{4114}{19000} - 0.01171 = 0.0261 \quad (m^*) \\
1.4\ell & ; 0.1746 \times \frac{6339}{19000} - 0.01171 = 0.0465 \quad (m^*) \\
1.5\ell & ; 0.1746 \times \frac{7085}{19000} - 0.01171 = 0.0534 \quad (m^*)
\end{aligned}$$

上に求めた値は下フランジとして必要な断面積である。フランジ断面の設計は、自由突出幅に関する鋼道示の規定、現場継手の方法、市販の鋼板の寸法などを考慮して決定すればよい。新十三大橋では、 $1.200 \times 0.025 (m^*)$ のフランジを基本にし、これにカバープレートを2～3枚重ね合わせることで、形成されている。図3-15に本解法によつて求められた値と、実際に新十三大橋に採用された値との比較を示す。実橋の断面積の方が計算上必要な断面積より既して大きくなっているのは当然のことと考えられる。また、逆に必要断面が実施断面より大きく出ているのは、断面変化位置をあらく設定したためであつて、さらに細かく計算を行なえばこのような現象はおこらない。本研究における最小鋼重の算式では、このような計算と実際との差を主桁全断面に対する、補正係数 $\mu = 1.30$ を用いて、考慮しており、これについてはすでに詳述したところである。

4) 上フランジの応力度の照査

つぎに、主要な点について、上フランジの応力度の照査を行なつてみる。

$$\sigma_o = \frac{6(2F_u + F_s)M}{hs\{4F_u(3F_o + \rho F_s) + F_s(4F_o + \rho F_s)\}}$$

① 側桁間の0.4 ℓ 点

$$\begin{aligned}
M &= 13319 \quad (tm) \\
hs &= 3.0 \quad (m) \\
F_s &= 0.036 \quad (m^*) \\
F_o &= 0.228 \quad (m^*) \\
F_u &= 0.0777 \quad (m^*) \\
\rho &= 2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_o &= \frac{6 \times (2 \times 0.0777 + 0.036) \times 13319}{3.0 \{4 \times 0.0777 \times (3 \times 0.228 + 2 \times 0.036) + 0.036 \times (4 \times 0.228 + 2 \times 0.036)\}} \\
&= 18900 \quad (t/m^*) > 18000 \quad (t/m^*)
\end{aligned}$$

② 中間支点 1.0 ℓ 点

$$\begin{aligned}
|M| &= 15332 \quad (t \cdot m^*) \\
F_u &= 0.1012 \quad (m^*) \\
\text{他の数値は①と同様}
\end{aligned}$$

$$\sigma_o = \frac{6 \times (2 \times 0.101 + 0.036) \times 15332}{3.0 \times \{4 \times 0.101 \times (3 \times 0.228 + 2 \times 0.036) + 0.036 (4 \times 0.228 + 2 \times 0.036)\}}$$

$$= 21400 \text{ (t/m}^2\text{)} > 19000 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

③ 中央径間の 1.5 ℓ 点

$$M = 7085 \text{ (tm)}$$

$$Fu = 0.0534 \text{ (m}^2\text{)}$$

他の数値は①と同様

$$\sigma_o = \frac{6 \times (2 \times 0.0534 + 0.036) \times 7085}{3.0 \times \{4 \times 0.0534 \times (3 \times 0.228 + 2 \times 0.036) + 0.036 \times (4 \times 0.228 + 2 \times 0.036)\}}$$

$$= 10300 \text{ (t/m}^2\text{)} < 18000 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

この計算により、側径間 $1/4$ ℓ 点、および中間支点では許容応力度より大きな実応力度が生じていることが知られる。したがって、この部分のデッキプレートの厚さを若干厚くしなければならない。新十三大橋ではこれらの位置でそれぞれ 14 mm, 18 mm が採用されている。なお、最小満重に対応する桁高 3.47 m を用いる場合には、全橋にわたり 12 mm で設計することが、ほぼ可能である。

つぎに、上フランジ断面積が不足となっている点について、必要な値を求めてみる。

$$Fo = \frac{\rho Fs}{6} \left(\frac{\sigma_u}{\sigma_o} - 2 \right) + \frac{M}{hs\sigma_o}$$

① 側径間 0.4 ℓ 点

$$M = 13319 \text{ (tm)}$$

$$\sigma_o = 18000 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_u = 26000 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$Fs = 0.036 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$hs = 3.0 \text{ (m)}$$

$$Fo = \frac{2 \times 0.036}{6} \left(\frac{26000}{18000} - 2 \right) + \frac{13319}{3.0 \times 18000} = 0.240 \text{ (m}^2\text{)}$$

有効板幅を 12.0 (m) とすれば所要厚さは 0.020 (m) で、縦リブ換算厚さ 0.007 (m) を差引くと、デッキプレートの厚さは 0.013 (m) となる。

② 中間支点 1.0 ℓ 点

$$|M| = 15332 \text{ (tm)}$$

$$\sigma_o = 19000 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_u = 23700 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

他の数値は①と同様

$$Fo = \frac{2 \times 0.036}{6} \left(\frac{23700}{19000} - 2 \right) + \frac{15332}{3.0 \times 19000} = 0.261 \text{ (m}^2\text{)}$$

有効板幅を 12.0 (m) とすれば、所要厚さは 0.022 (m) で、縦リブ換算厚 0.007 (m) を差引くとデッキプレートの厚さは 0.015 (m) となる。

これらの計算上必要な断面積に対して、新十三大橋のデッキプレートの実施厚さは、やゝ余裕をもたせた大きさになつてゐることがわかる。

なお、デッキプレートの断面積 F_0 の値が変化すると、 F_u の値もまた異なることになるが、上下フランジとも許容応力度一ぱいに設計する場合には、 F_u の値は式 (20-d) を用いて計算することができる。 F_u の変化量はわずかであり、ここでは計算を省略する。

3.6 実際の事例に対する単位鋼重と桁高の図表

前節の計算例で示したように、幅員、スパン、主桁数、荷重などの設計条件が与えられれば、比較的簡単な数値計算により、主桁の最小重量設計が可能である。

橋梁の経済比較の実施に際して、選定した形式の鋼重、桁高などを適格に把握することがしばしば要求されるので、これらの2項目に着目し、実際の設計条件に対し、数値計算を行ない、これを図上にまとめることにした。

数値計算にとりあげた設計条件の内容はつぎのようである。

(1) 単純鋼床版桁橋

幅 員	13.5 (m)	4 車線
ス パ ン	30, 40, 50, 60, 70, (m)	
主 桁 数	2, 4 (本)	
鋼 材	SM50	
許 容 応 力 度	$\sigma_o = 19000$ $\sigma_u = 19000$ (t/m ²)	
鋼 床 版	デッキプレート厚 $t_o = 12$ (mm) 縦リブ換算厚 $t_e = 7$ (mm)	
腹 板 厚	$0.008 + 0.001 [hs]$ (m)	
μ	1.30	
r	7.85 (t/m ²)	
w_r	$\left\{ \begin{array}{ll} 0.06 & \text{(t/m}^2 \text{)} \cdots \cdots \cdots \text{主桁数 2 本の場合} \\ 0.05 & \text{(t/m}^2 \text{)} \cdots \cdots \cdots \text{主桁数 4 本の場合} \end{array} \right.$	
舗 装 厚		
活 荷 重	0.06 (m)	
	T-L 20	

(2) 連続鋼床版桁橋

幅 員	13.5 (m)	4 車線
側径間スパン	60, 80, 100, 120, 140 (m)	
径 間 数	3	
ス パ ン 比	1.0, 1.2, 1.4, 1.6, 1.8, 2.0	
桁 高 比	$\zeta_1, \zeta_2 = 1.0, 0.5$	
主 桁 数	2, 4 (本)	
鋼 材	SM50	
許 容 応 力 度	$\sigma_{op} = 19000$ $\sigma_{on} = 19000$ $\sigma_{up} = 19000$ $\sigma_{un} = 16500$ (t/m ²)	
鋼 床 版	デッキプレート厚 $t_o = 12$ (mm) 縦リブ換算厚 $t_e = 7$ (mm)	

腹板厚	$0.008+0.001 \text{ [hs]}$	
μ	1.30	
r	7.85	(t/m ²)
w_r	$\begin{cases} 0.06 & (\text{t/m}^2) \\ 0.05 & (\text{t/m}^2) \end{cases}$	主桁数 2 本の場合
		主桁数 4 本の場合
舗装厚	0.06	(m)
活荷重	T-L 20	

(3) 歩道のある鋼床版桁橋

幅員	18.0 (m)	(2.25m+13.5m+2.25m)
主桁数	2, 4	
単純桁橋	スパン 50 (m)	
連続桁橋	スパン 100+120+100 (m)	($\zeta_1 = \zeta_2 = 0.5$)
歩道部	RC床板, 厚さ 0.15 (m)	

その他の条件は, ① ② に準ずる。

(4) 単純合成桁橋

幅員	13.5 (m)	
スパン	20, 30, 40, 50, 60, 70 (m)	
主桁数	2, 4 本	
鋼材	SM50	
鋼桁上フランジの最小断面積	$F_{o1 \min} = 0.24 \times 0.01 = 0.0024 \text{ (m}^2\text{)}$	
床版 コンクリート	$t_b = \begin{cases} 0.210 \text{ (m)}, & (4 \text{ 本主桁}) \\ 0.250 \text{ (m)}, & (2 \text{ 本主桁}) \end{cases}$	ハンチ, 0.05 (m)
許容応力度	$\sigma_b = 800 \text{ (t/m}^2\text{)}$ $\sigma_o = 19000 \text{ (t/m}^2\text{)}$	
	$\sigma_u = 19000 \text{ (t/m}^2\text{)}, \sigma_{o1} = \begin{cases} \sigma_o - n\sigma_b \\ \text{または} \\ [\sigma_o - \alpha(\bar{\ell}_b - \beta)] \nu \end{cases}$	のうち小なる値
	ただし, $\bar{\ell}_b = 25, \alpha = 38, \beta = 4.0, \nu = 1.25$ とする。	
腹板厚	$t_s = \begin{cases} 0.008 \text{ (m)} & \text{hs} \leq 1.76 \text{ (m)} \\ \frac{1}{220} \text{hs (m)} & \text{hs} > 1.76 \text{ (m)} \end{cases}$	
コンクリートと鋼のヤング係数比	$n = 7$	
μ	1.30	
r	7.85	(t/m ²)
w_r	$\begin{cases} 0.04 \text{ (t/m}^2\text{)} \\ 0.03 \text{ (t/m}^2\text{)} \end{cases}$	主桁数 2 本の場合
		主桁数 4 本の場合
舗装厚	0.05 (m)	
活荷重	T-L 20	

15) 連続合成桁橋 (等高および不等高桁)

幅 員	13.5 (m)	
スパン	40, 50, 60, 70, 80 (m)	
径間数	3	
スパン比	1.0, 1.2, 1.4, 1.6	
桁高比	$\zeta_1 = \zeta_2 = 1.0$	$\zeta_1 = \zeta_2 = 0.5$
主桁数	2, 4 (本)	
鋼桁上フランジの最小断面積	$F_{01 \min} = 0.0024 (m^2)$	
床版コンクリート	$t_b = \begin{cases} 0.210 (m) & (4 \text{ 本主桁}) \\ 0.250 (m) & (2 \text{ 本主桁}), \text{ ハンチ } 0.05 (m) \end{cases}$	
許容応力度	$\sigma_b = 800 (t/m^2)$	$\sigma_{oc} = 19000 (t/m^2)$
	$\sigma_{uc} = 19000 (〃)$	$\sigma_{on} = 19000 (〃)$
	$\sigma_{un} = 16500 (〃)$	$\sigma_{o1} = \begin{cases} \sigma_o - n\sigma_b \text{ ないしは} \\ [\sigma_o - \alpha(\bar{\ell}/b - \beta)] \nu \text{ のうち小なる値} \end{cases}$
腹板厚	$t_s = \begin{cases} 0.008 (m) & h_s \leq 1.76 (m) \\ \frac{1}{220} (m) & h_s > 1.76 (m) \end{cases}$	
コンクリートと鋼のヤング係数比	$n = 7$	
μ	1.30	
r	7.85 (t/m ²)	
w_r	$\begin{cases} 0.04 (t/m^2) \\ 0.04 (t/m^2) \end{cases}$	主桁数 2 本の場合 主桁数 4 本の場合
舗装厚	0.050 (m)	
活荷重	T-1.20	

6) 歩道のある合成桁橋

幅 員	18.0 (m)	車道 13.5m, 歩道 2@ 2.25m
主 桁 数	2, 4 本	
単 純 桁 橋	スパン 40 (m)	
連 続 桁 橋	60 + 72 + 60 (m)	($\zeta_1 = \zeta_2 = 1.0$)

歩道は RC 構造とし (厚 15 cm) ブラケットによる支持を考える。その他の条件は前述の合成桁橋に準ずる。

以上の各ケースについて計算を行ない、最小鋼重、最適桁高を求めた結果を整理して図 3-16 ~ 3-35 に示す。

また歩道のある場合についても、比較の意味で上記図上に併記している。これによれば、単位鋼重について、鋼床版桁橋では 50 ~ 70 Kg/cm²、合成桁橋では、約 20 Kg/cm²、歩道のある橋梁の方が低い値を示している。また桁高については、歩道のない場合に比較して若干大きな値となつている。歩道

の有無により、鋼重、桁高が変化するが、その程度は、歩道幅員と車道幅員の比率によるところが大きく、歩道部分の材料に関係することも当然である。

計算結果をもとに、歩道がRC構造によつて造られる場合について、歩道のない場合の鋼重、桁高から、歩道のある場合の鋼重、桁高を推定するには、次式が有効と考えられる。

$$\begin{aligned} w' &= C w \frac{B}{B'} \\ h' &= D h \frac{B'}{B} \end{aligned} \quad (3-108)$$

ここに

C, D : 係数

w' ; 歩道のある場合の単位鋼重

w ; 歩道のない場合の単位鋼重

h' ; 歩道のある場合の桁高

h ; 歩道のない場合の桁高

B' ; 歩道のある場合の幅員

B ; 歩道のない場合の幅員

係数、 C, D としては、つぎの値が適当と考えられる。

$$\begin{aligned} C &= \begin{cases} 1.1 & \text{鋼床版桁橋} \\ 1.2 & \text{合成桁橋} \end{cases} \\ D &= \begin{cases} 0.85 & \text{鋼床版桁橋} \\ 0.80 & \text{合成桁橋} \end{cases} \end{aligned}$$

なお、単位鋼重、桁高の図面について、上記の他二・三の考察を加えるとつぎのようである。

(a) 鋼床版桁橋ではデッキプレートの厚さを一律に 12mm として計算を行なつたが、連続桁で側スパンが 100m 以上のものについて、断面の一部分に応力が SM50 材の場合の許容応力度を超過するものがみられた。

応力超過は、中間支点上とスパン比の大きい場合のセンタースパン中央近傍に生じているが、これは材質を変えるか、断面を部分的に厚くすることにより、容易に解決できる問題で、全体の鋼重や桁高にはほとんど影響を与えないものと考えられる。

(b) 鋼床版桁橋について、主桁数の差による鋼重および桁高の差異は、それぞれ単純支持桁橋では $30\text{Kg}/\text{m}^2$ 、 $0.50 \sim 0.75\text{m}$ 、連続支持桁橋では $40\text{Kg}/\text{m}^2 \sim 70\text{Kg}/\text{m}^2$ 、 $0.70 \sim 1.20\text{m}$ 程度となつて

いる。これらは、2主桁橋は4主桁橋に比べて鋼重は低く、桁高は高く表われているものである。

(c) 単純支持の合成桁橋で、スパンが極く小さい範囲において、鋼重が2主桁橋より、4主桁橋の方が軽くなつて

いるのは、2主桁橋では主桁以外の2次の鋼重が比較的に大きいため、かえつて不経済になることを示している。

(d) 合成桁橋の場合、主桁数の差にもとづく、鋼重および桁高の差異は、それぞれ、単純支持桁橋で、 $0 \sim 40\text{Kg}/\text{m}^2$ 、 $0.5 \sim 1.0\text{m}$ 、連続支持桁橋で、 $5 \sim 40\text{Kg}/\text{m}^2$ 、 $0.6 \sim 1.0\text{m}$ 程度となつて

いる。その傾向は鋼床版桁橋の場合と同様である。

- (e) 鋼床版桁橋，合成桁橋の連続形式に共通して言える現象であるが，桁高を一定とする場合と変化させる場合とでは，変化率を $\zeta_1 = \zeta_2 = 0.5$ とするとき，桁高を変化させる方が，極くわずかばかり鋼重が大きく表われている。桁高を変化させる形式は中間支点での断面形成が容易であるが断面力が小さくなる支点前後の桁高に規制を受け，腹板断面が必要以上に大きくなることが原因と考えられる。

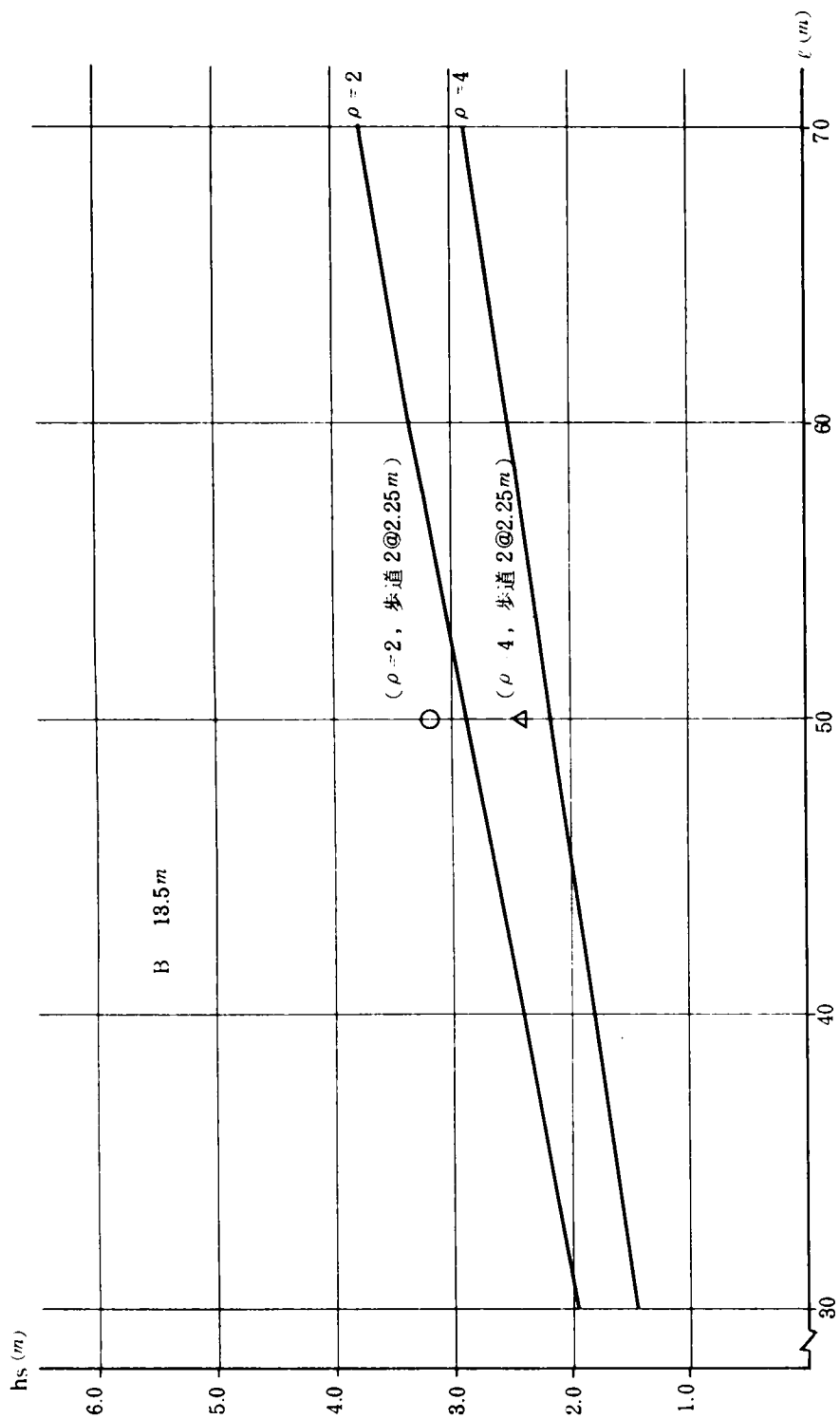


図 3-16 単純鋼床版桁橋 桁高とスパンとの関係

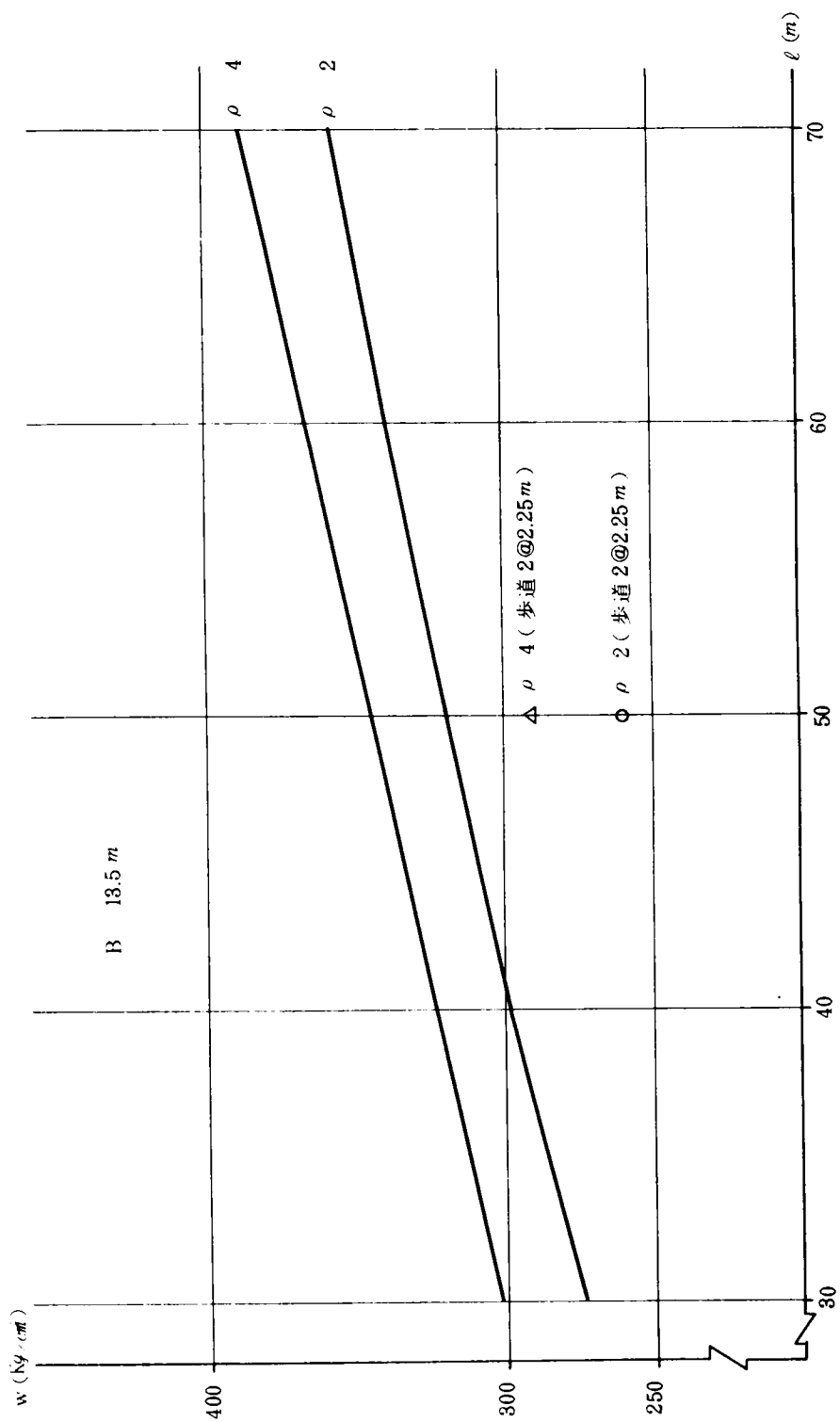


図 3-17 単純鋼床版桁橋 単位鋼重とスパンとの関係

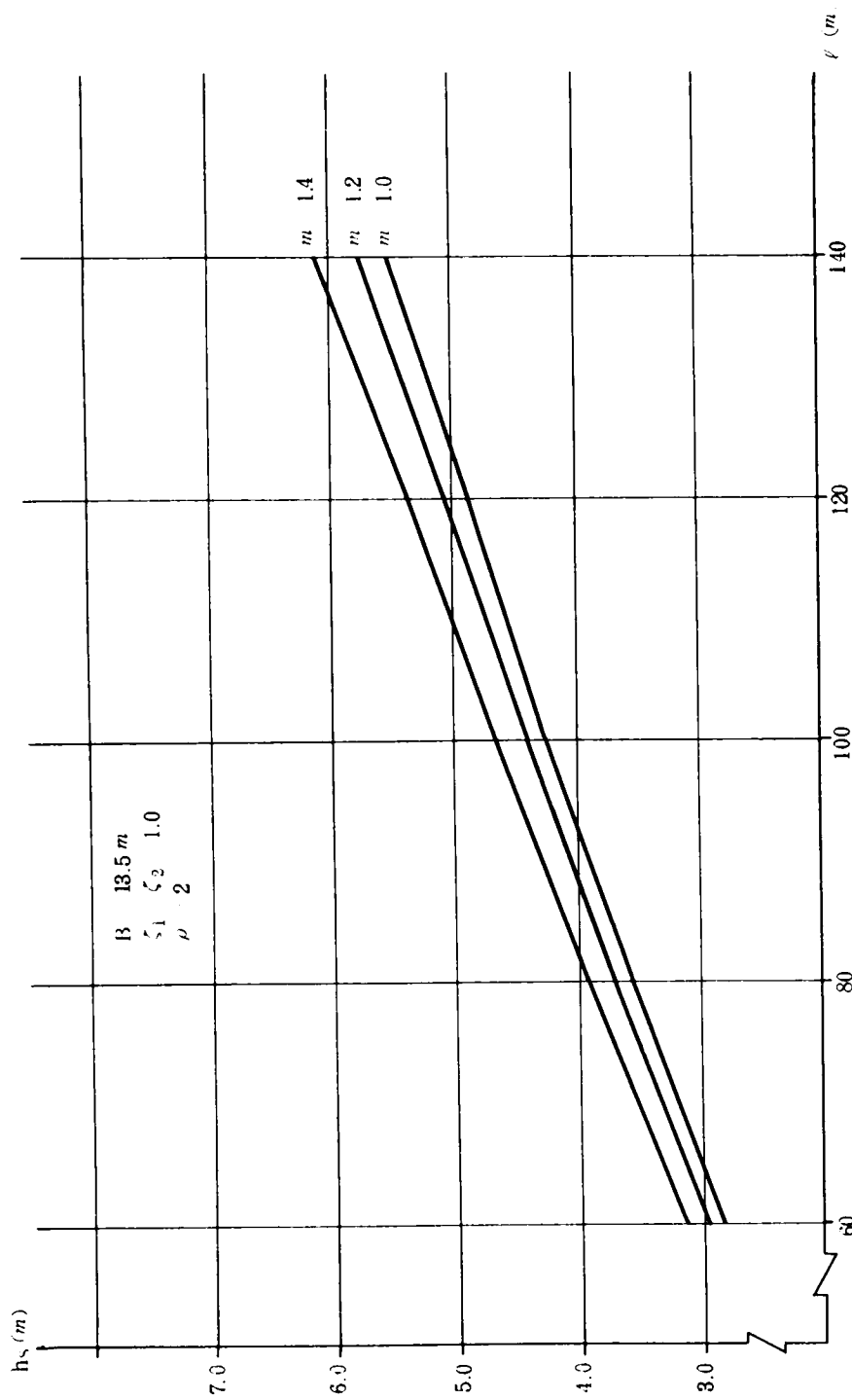


図 3-18 連続鋼床版桁橋 桁高とスパンとの関係

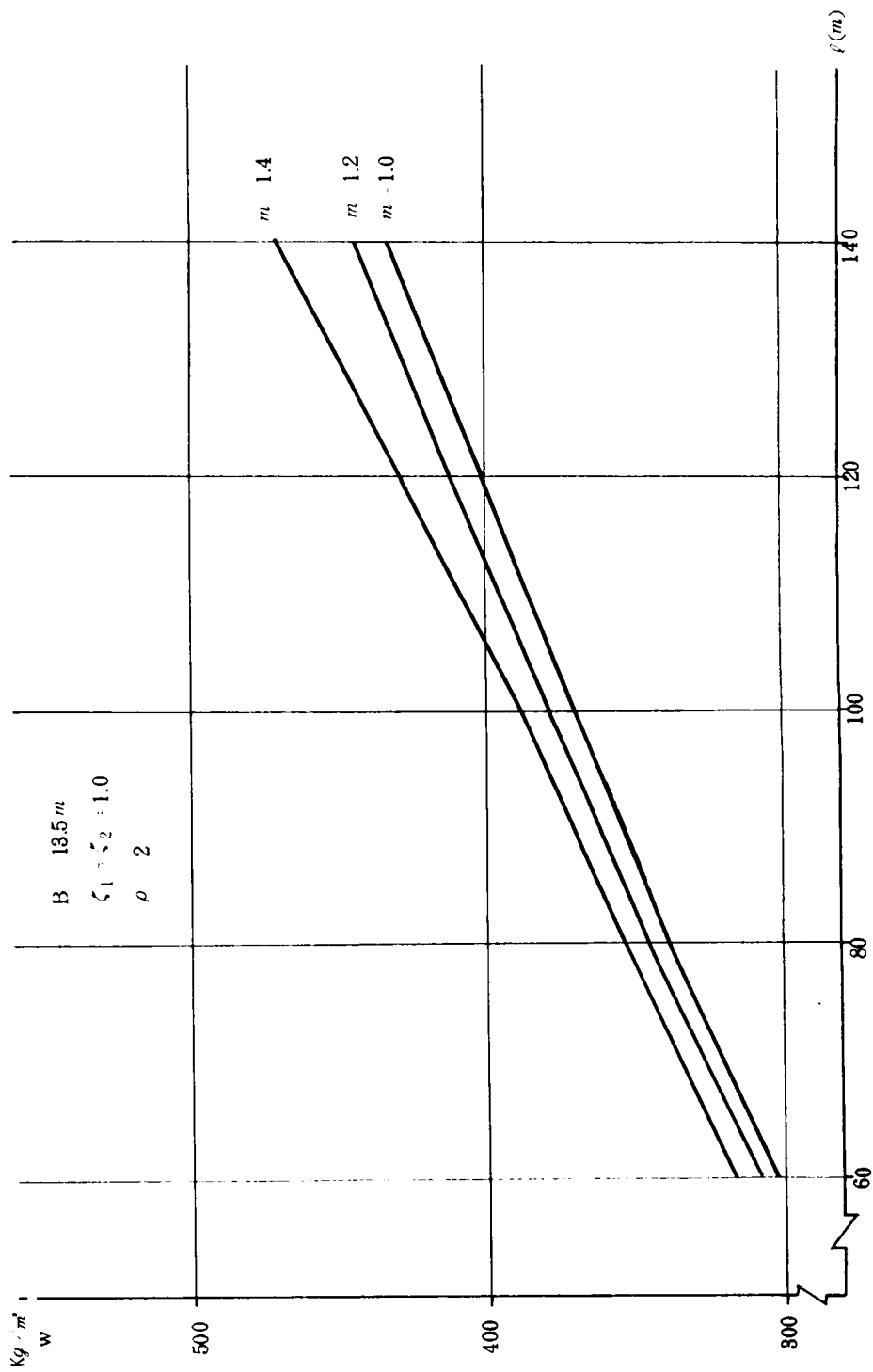


図 8-19 連続鋼床板桁橋 単位鋼重とスパンとの関係

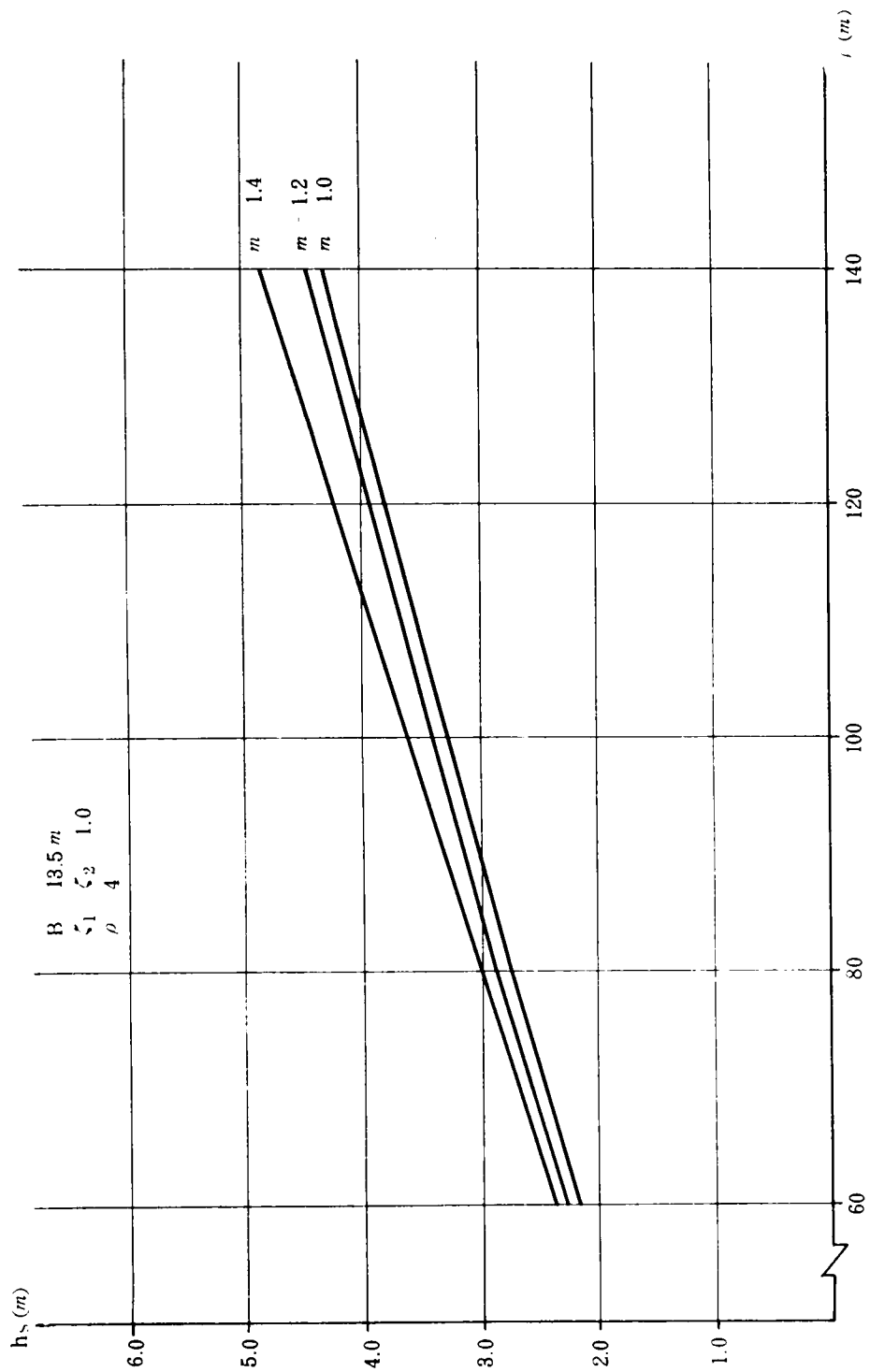


図 3-20 連続調水散析橋 桁高とスパンとの関係

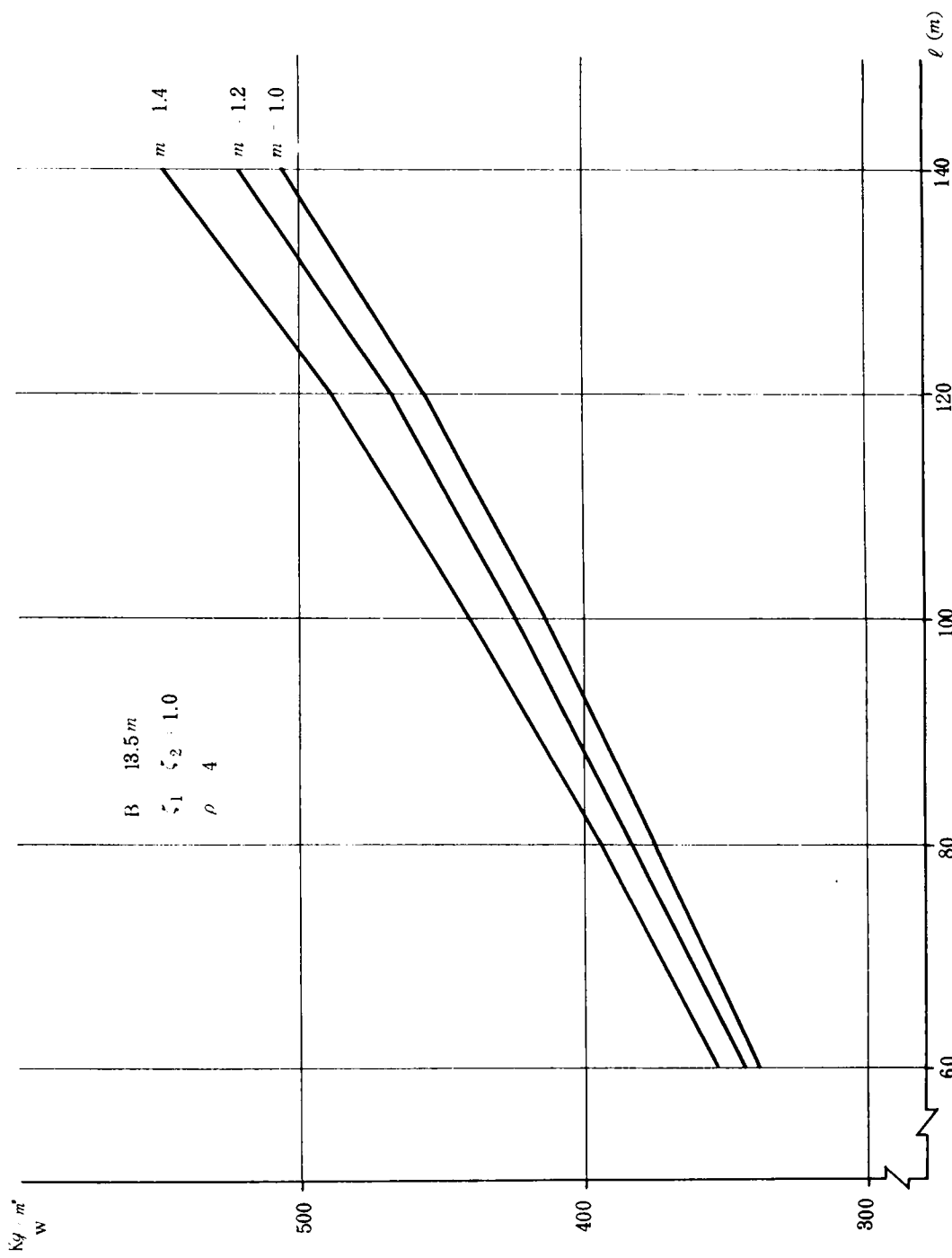


図 3-21 連続鋼床版桁橋 単位鋼重とスパンとの関係

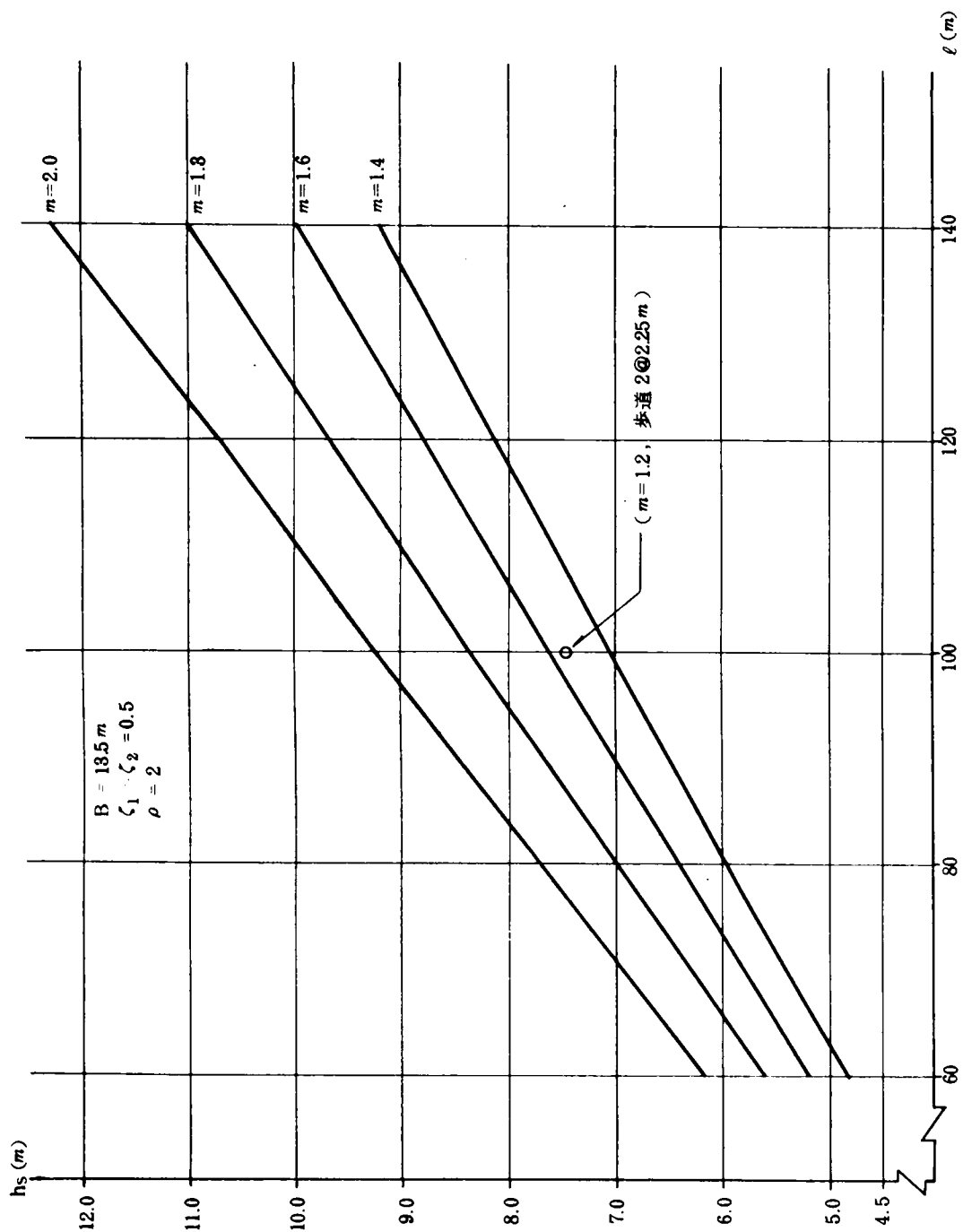


図 3-22 連続鋼床版桁橋 中間支点桁高とスパンとの関係

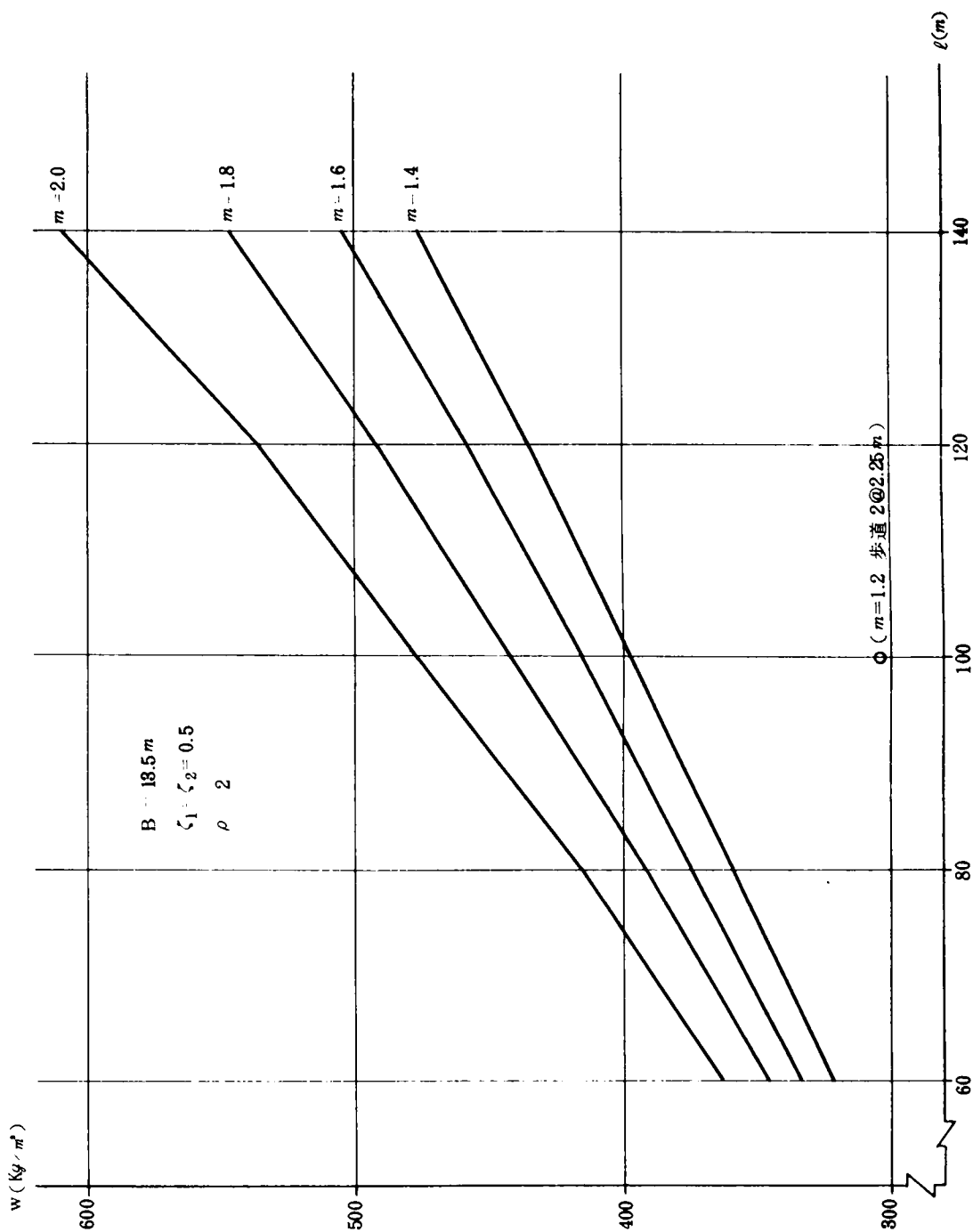


図 8-28 連続鋼床版桁橋 単位鋼重とスパンとの関係

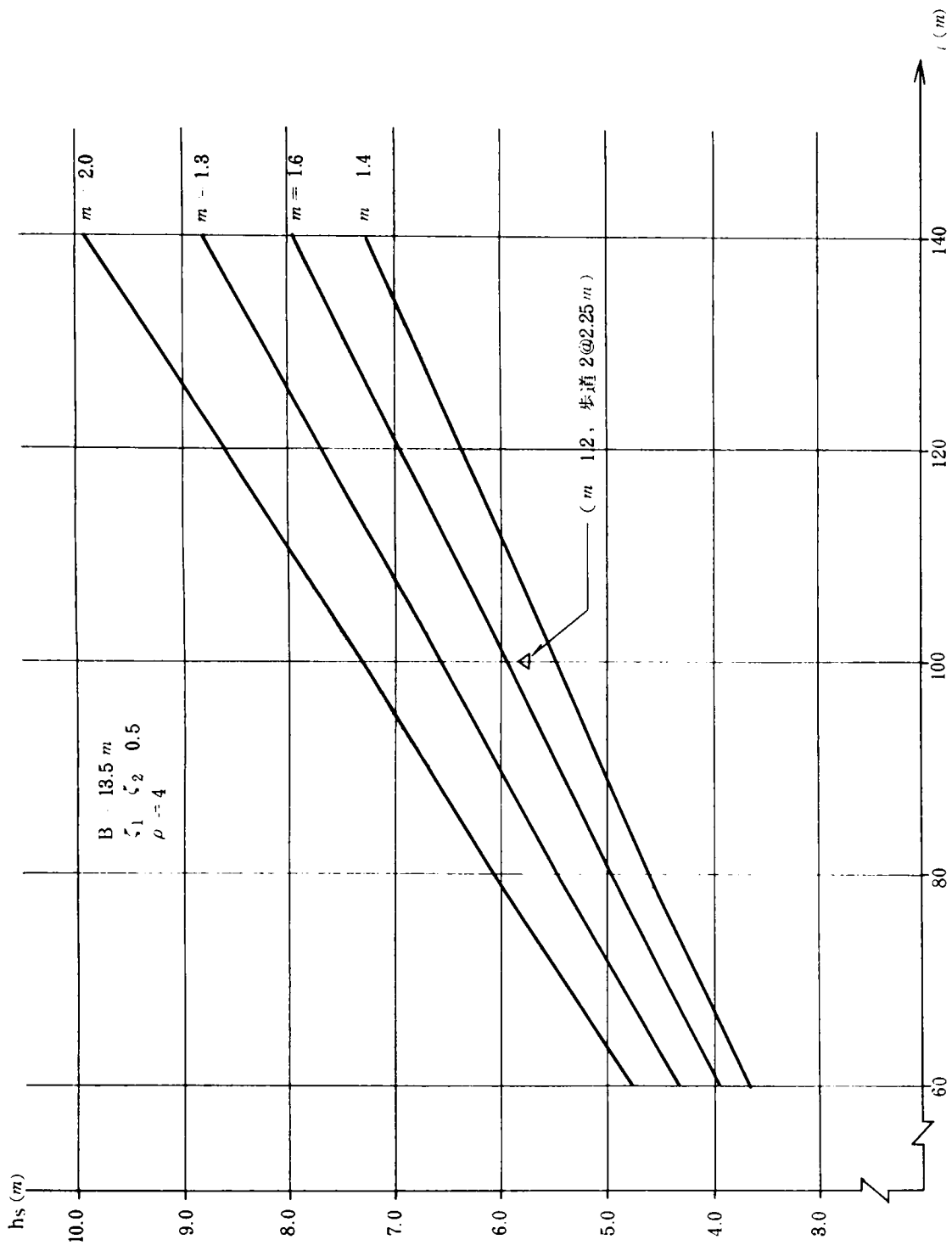


図 3-24 連続橋床版有橋 中間支点所高とスパンとの関係

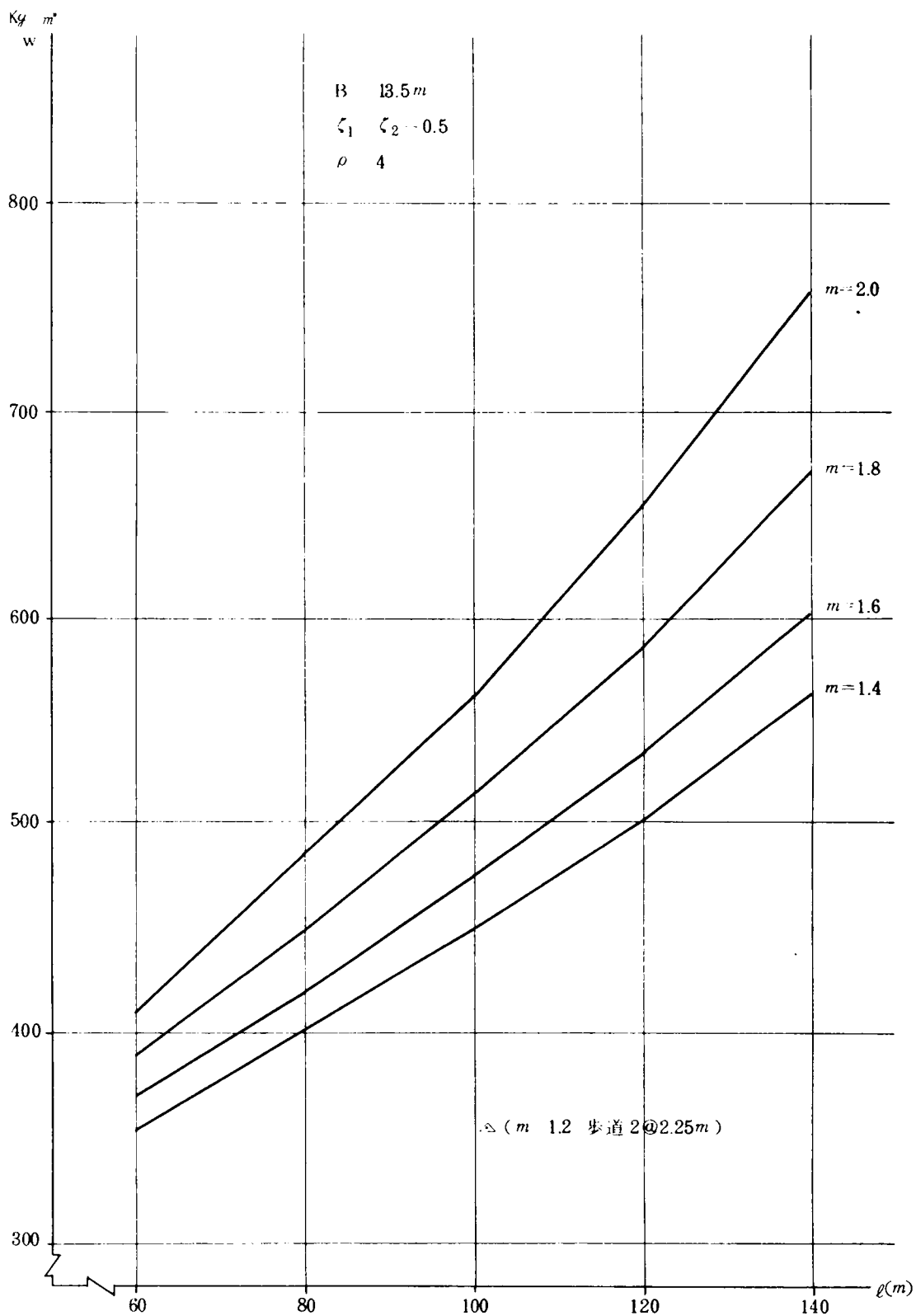


図 3-25 連続鋼床版桁橋 単位鋼重とスパンとの関係

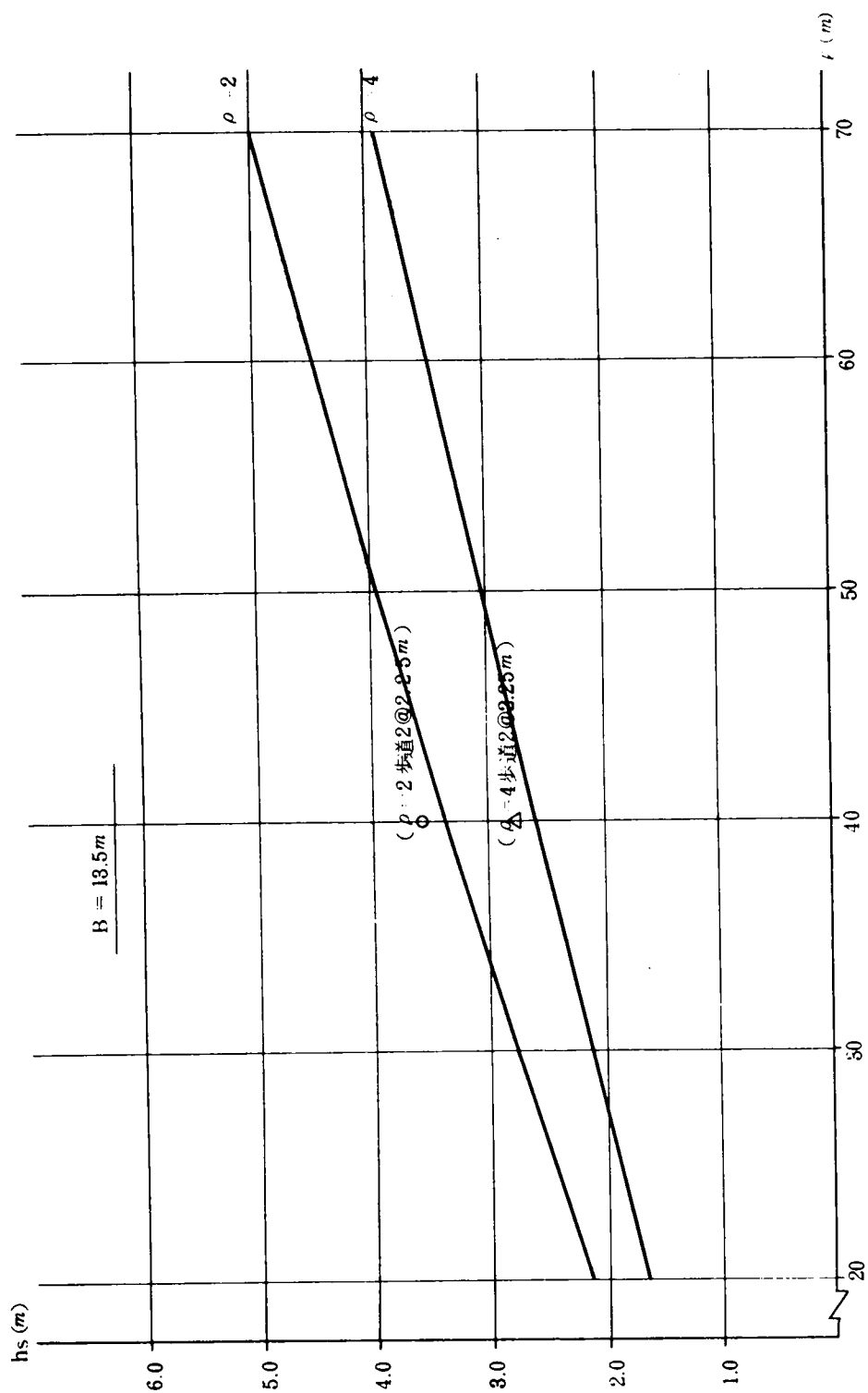


図 3-26 単純合成桁橋 桁高とスパンとの関係

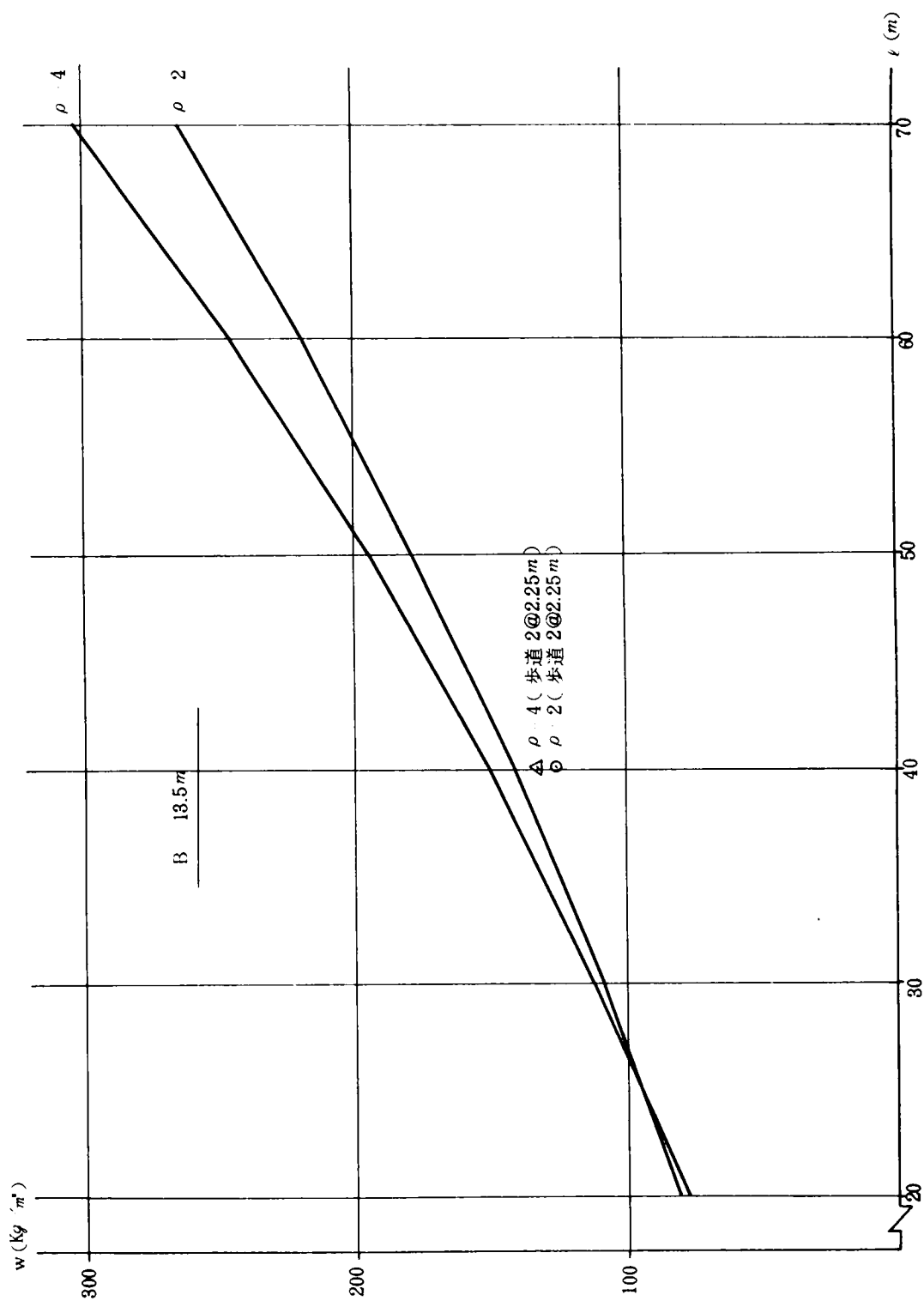


図 3-27 単純合成桁橋 単位鋼重とスパンとの関係

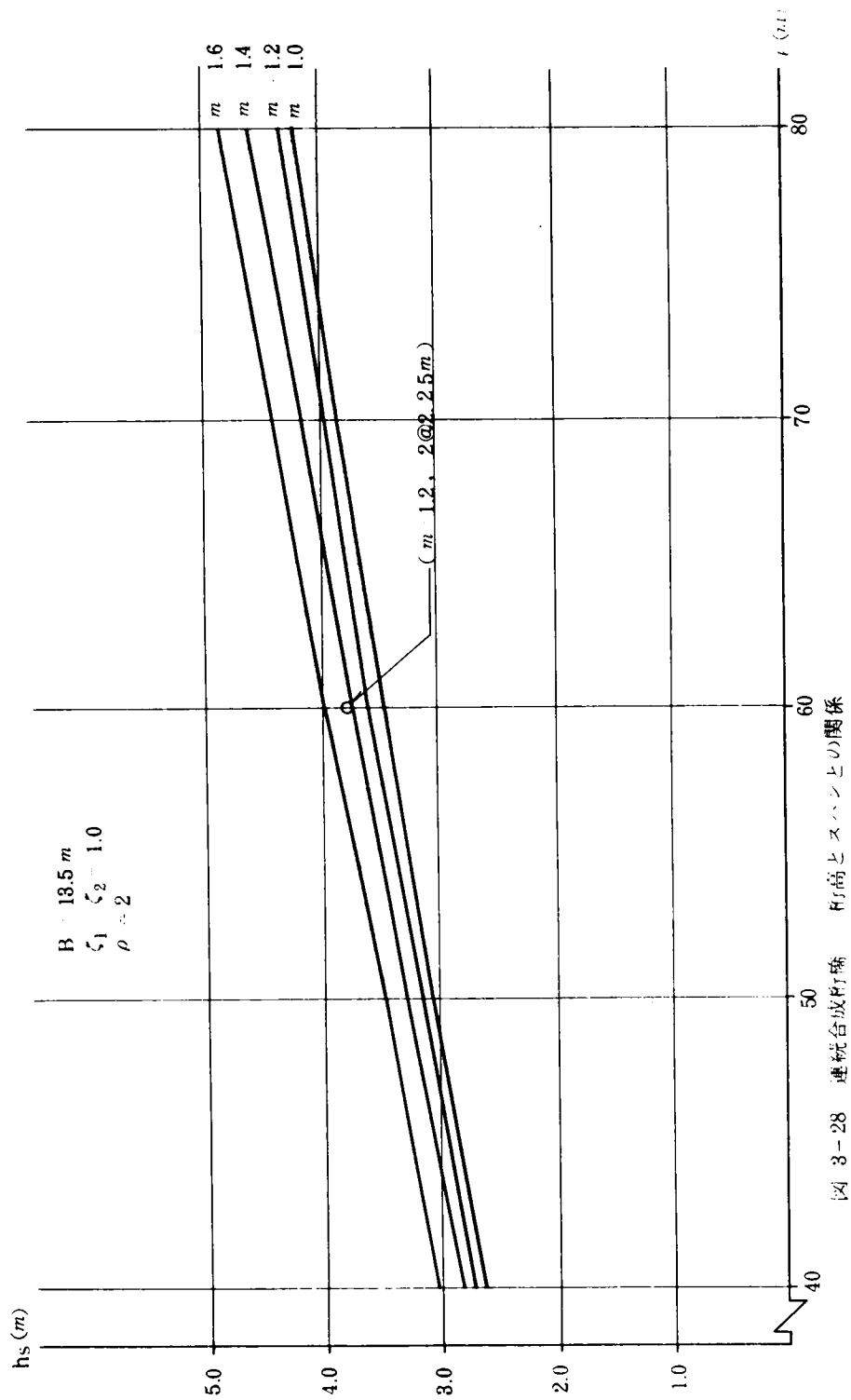


図 3-28 連続合成桁橋 桁高とスパンとの関係

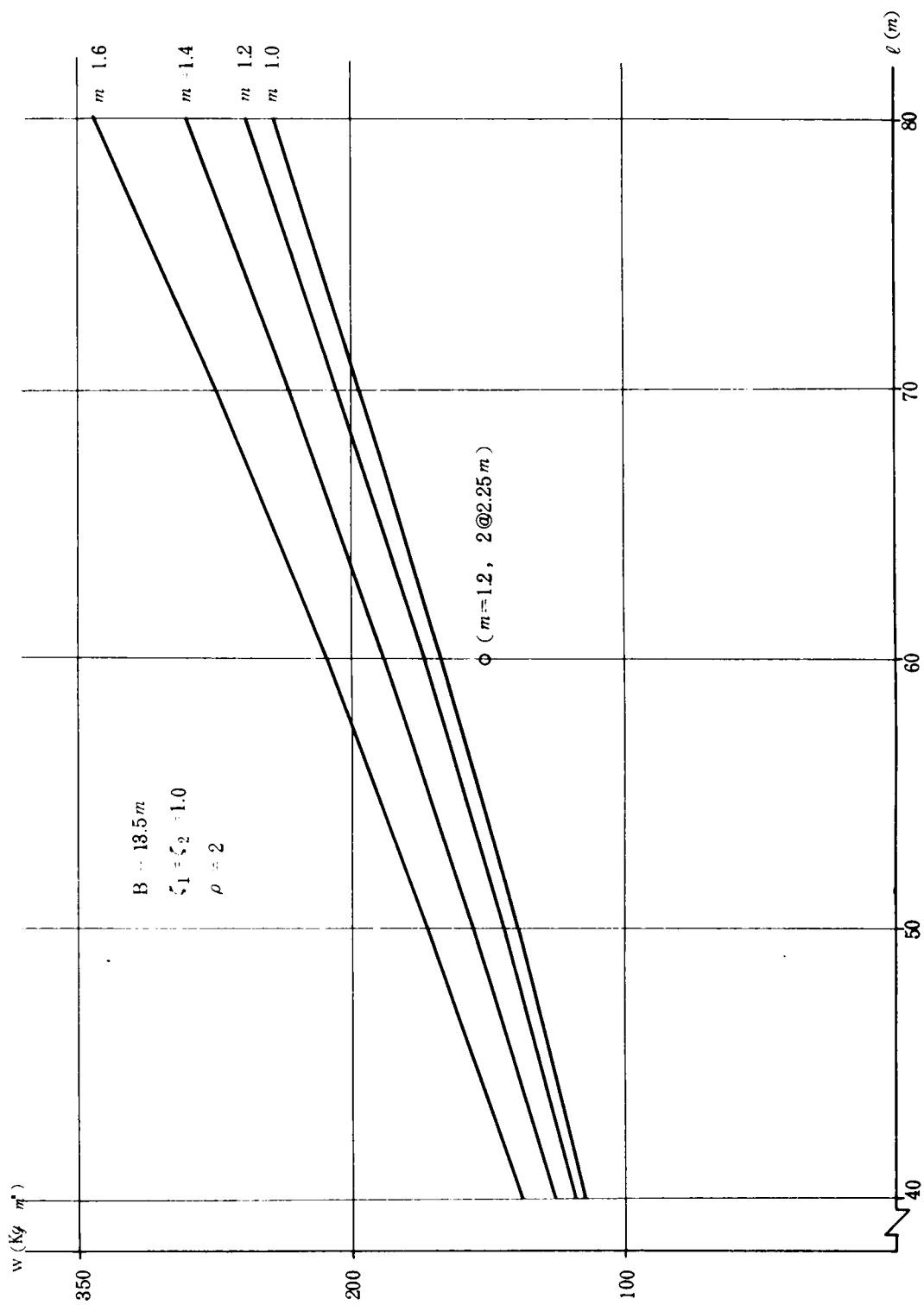
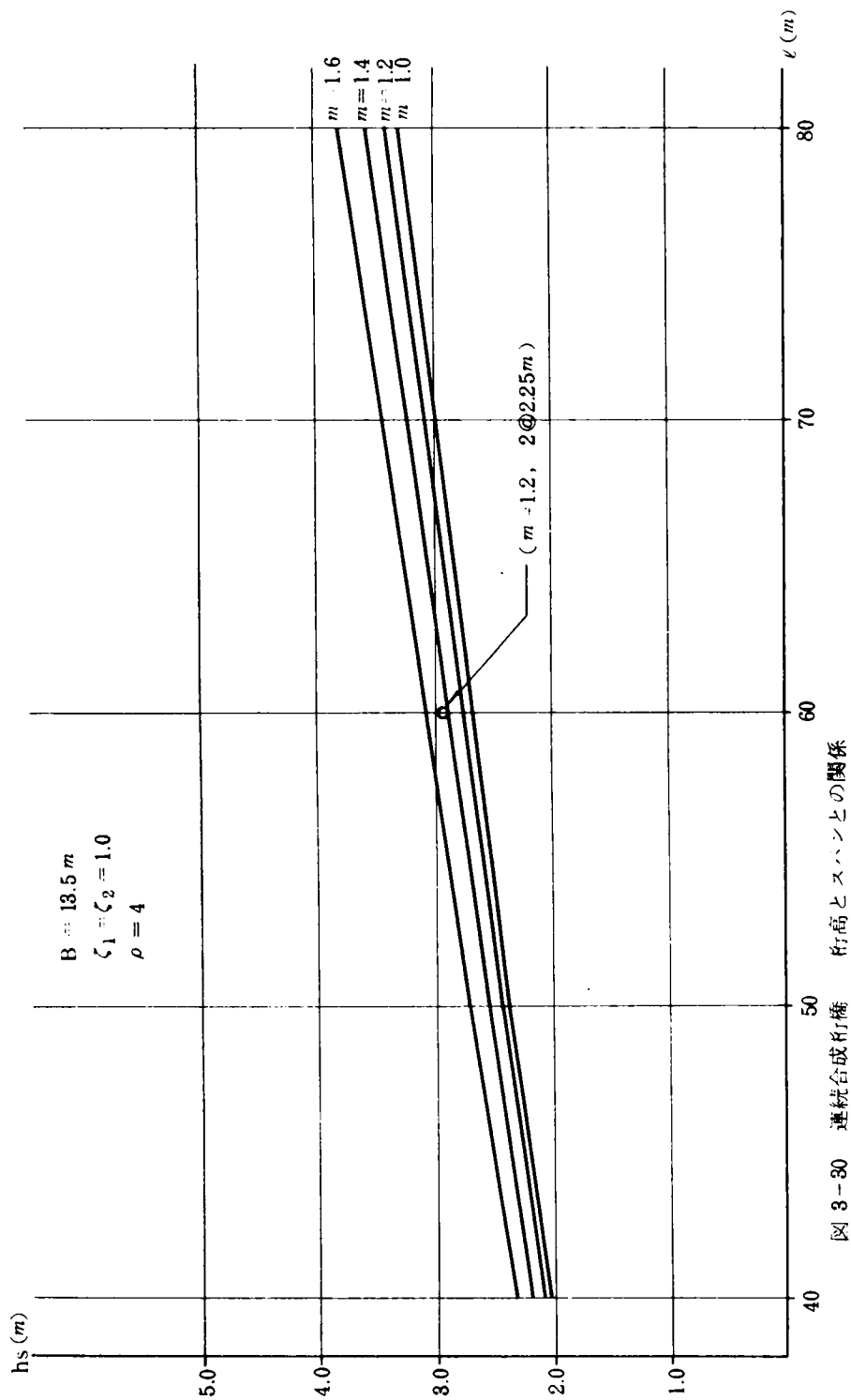


図 3-29 連続合成桁橋 単位鋼重とスパンとの関係



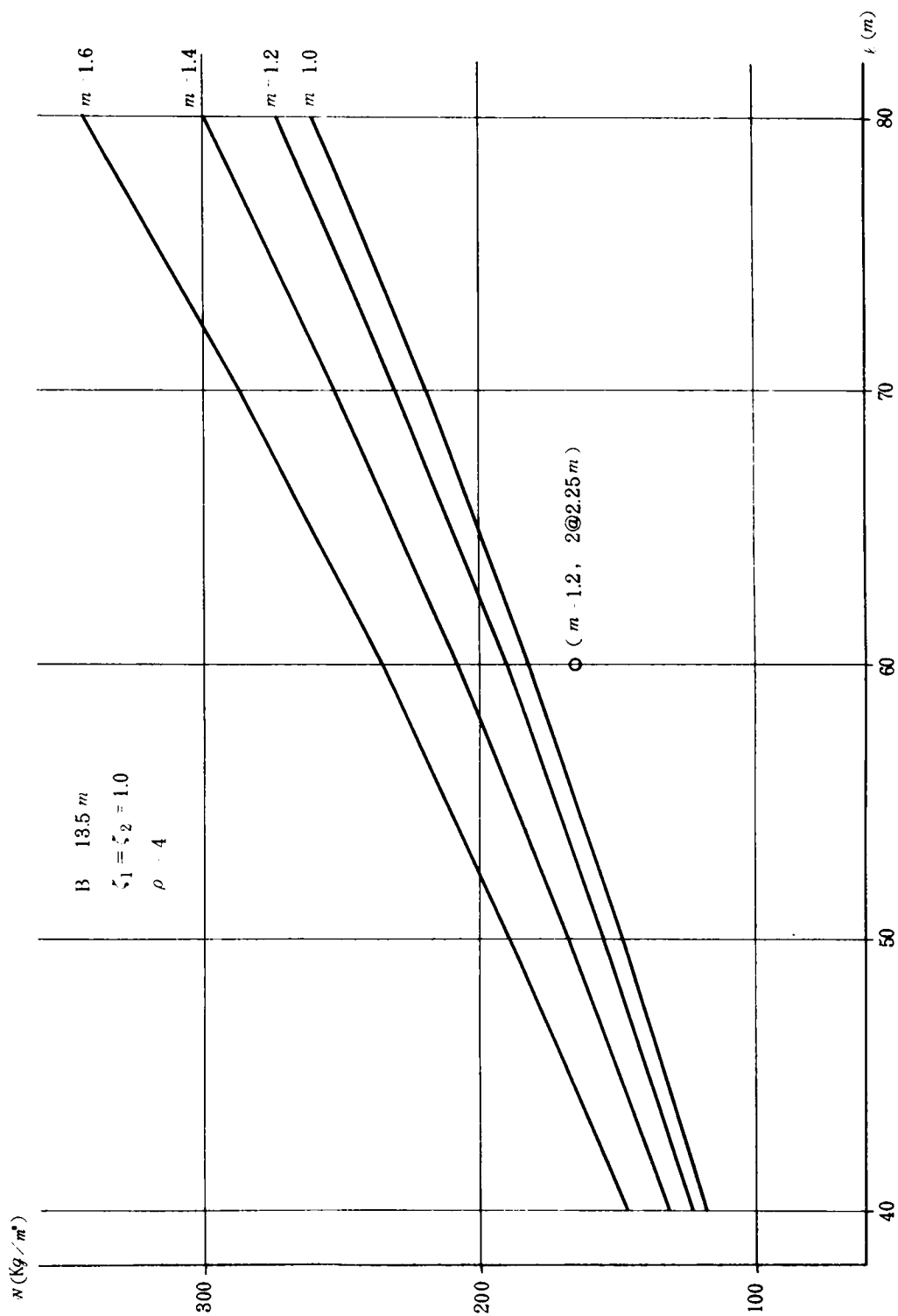


図 3-31 連続合成桁橋 単位鋼重とスパンとの関係

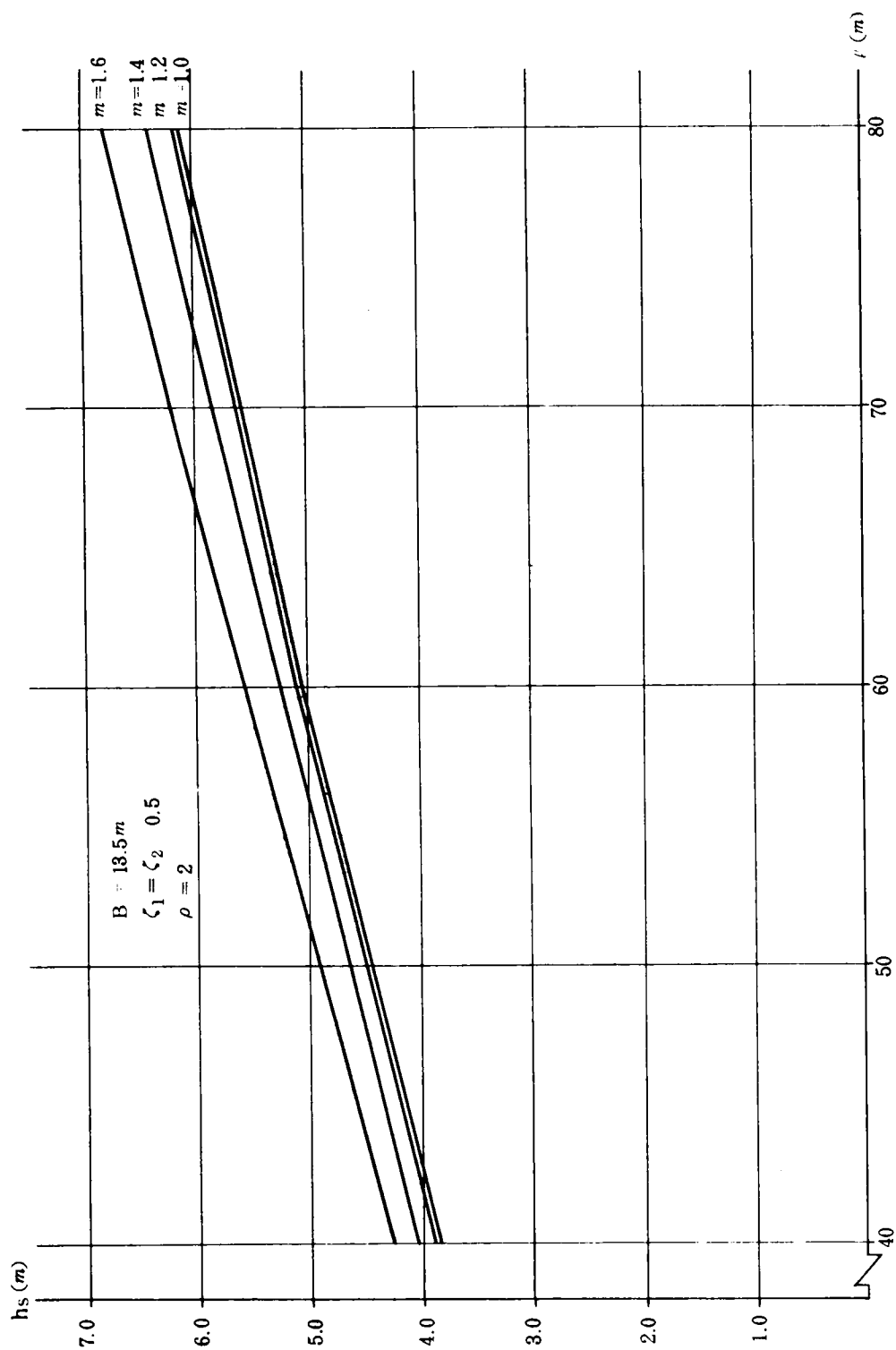


図 3-32 連続合成桁橋 中間支点桁高とスパンの関係

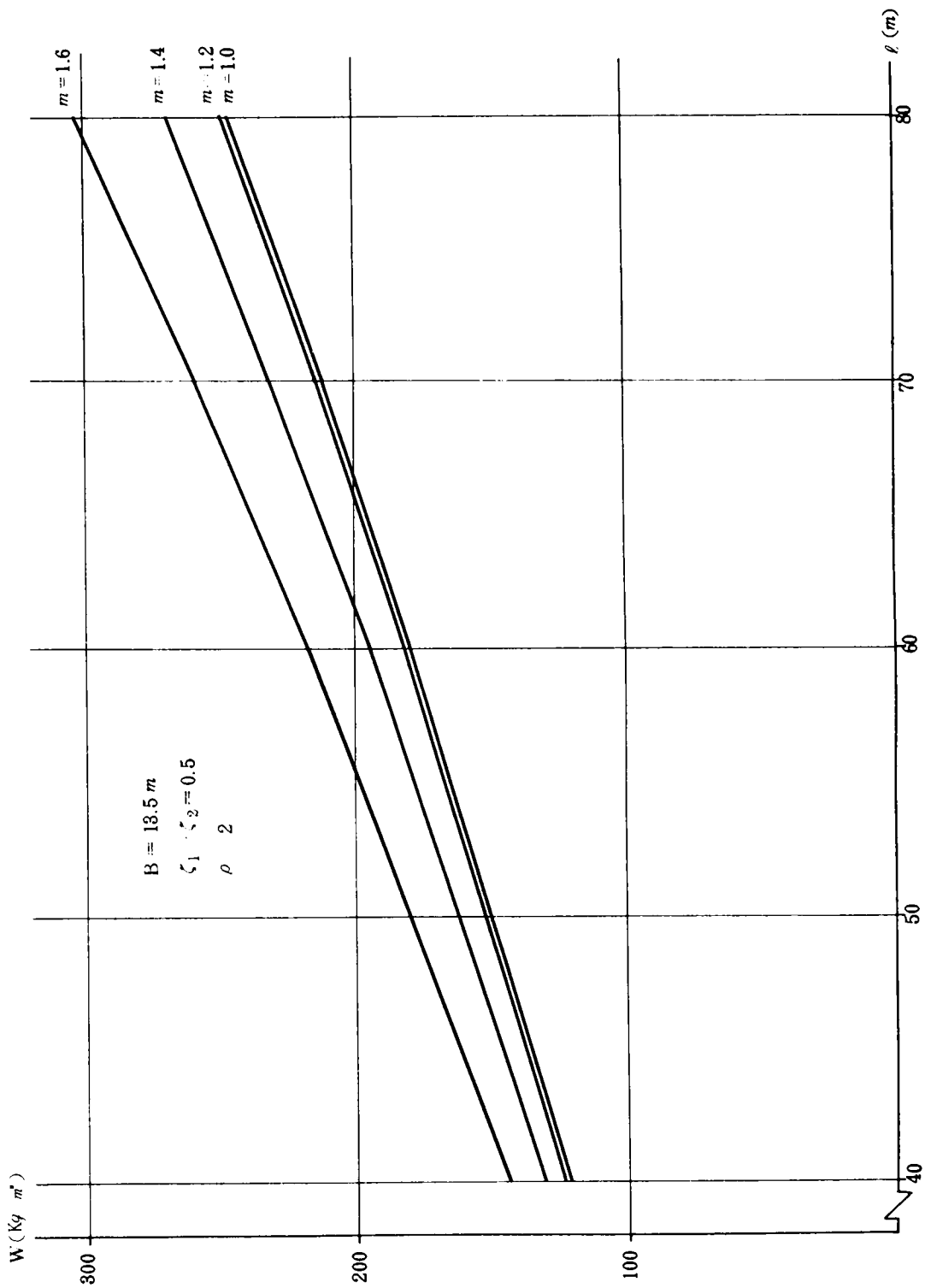


図 3-38 連続合成桁橋 単位鋼重とスパンとの関係

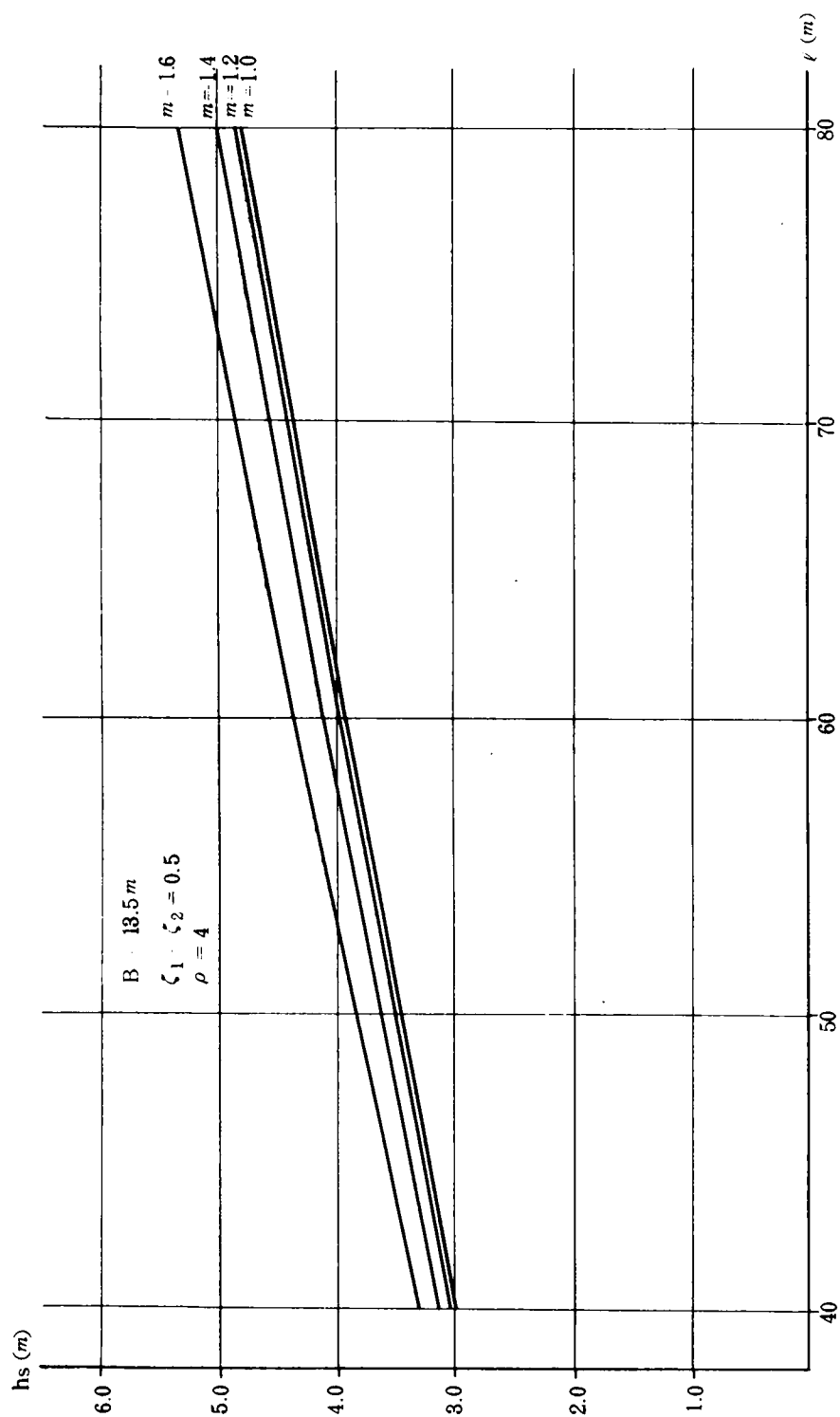


図 3-34 連続合成桁橋 中間支点桁高とスパンの関係

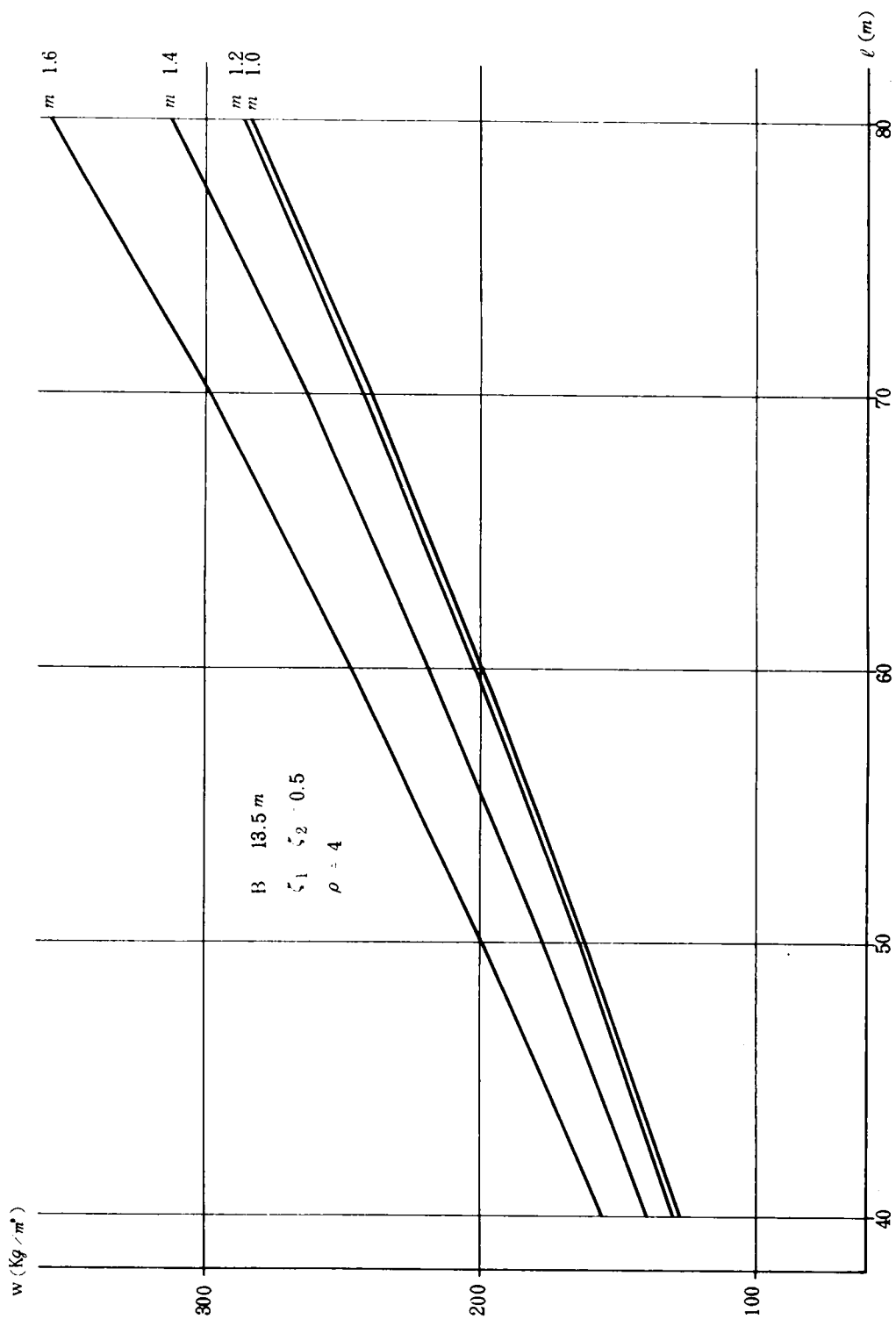


図 3-35 連続合成桁橋 単位鋼重とスパンの関係

3.7 経済比較

各ケースについて求めた最小鋼重をもとに、各形式の経済比較を試みることにする。ただし、下部構造は鋼床板と合成桁ではスパンが同じであつても、死荷重の差により作用力が相当異なるため、橋梁全体の経済比較は下部構造も含めないと明らかにできないが、ここでは鋼桁構造に関連するものに限定して検討を行なうこととし、また、支承、伸縮装置等は省略するものとする。

したがって積算対象にとりあげる工種は、つぎの範囲にとどめる。

鋼桁製作、架設工	(t 当り)
床版、高欄工	(m ² 当り)
舗装工	(m ² 当り)
塗装工	(t 当り)

これらの単価は各形式に対してつぎのように仮定する。

(1) 鋼桁製作架設工

表 3-9, 3-10 のとおり。

表 3-9 単純支持桁

		上段, 製作費 下段, 架設費 ($\rho = 4$)				
スパン (m)		30	40	50	60	70
鋼床版桁		186,000円/t	184,000	182,000	182,000	181,000
		25,000円/t	30,000	35,000	40,000	45,000
合成桁		194,000円/t	189,000	186,000	184,000	183,000
		20,000円/t	25,000	30,000	35,000	40,000

表3-10 連続支持桁

		上段, 製作費 下段, 架設費 ($\rho = 4$ $\zeta_1 \zeta_2 = 1.0$)				
スパン(m)	m	40	60	80	100	120
鋼床版桁	1.0	—	178,000円/t	177,000	177,000	177,000
			40,000円/t	50,000	60,000	70,000
合成桁	1.0	—	181,000円/t	179,000	—	—
			25,000円/t	35,000	45,000	—
鋼床版桁	1.2	—	178,000円/t	178,000	178,000	177,000
			42,500円/t	52,500	62,500	72,500
合成桁	1.2	—	181,000円/t	179,000	—	—
			27,500円/t	37,500	47,500	—
鋼床版桁	1.4	—	178,000	178,000	178,000	178,000
			45,000	55,000	65,000	75,000
合成桁	1.4	—	180,000円/t	179,000	—	—
			30,000円/t	40,000	50,000	—

これらの単価のうち製作費については求められた鋼重にもとづき、形式、材質、重量、支持条件、径間数などを考慮し、実際に積算を行ない、t当り単価を逆算したものである。また架設費については標準的な費用として概算値を示した。なお主桁鋼重はSM50材、2次鋼重はSS41材と考えている。

(2) 床版、高欄工 12000 円/㎡

これは合成桁の鉄筋コンクリート床版工事及び高欄の単価である。

(3) 舗装工

表 3-11 のとおり。

表 3-11

鋼 床 版 桁	2,000 円/㎡
合 成 桁	1,000 円/㎡

鋼床版桁では、グーサスファルト舗装、合成桁では、密粒式アスファルト舗装を対象としている。

(4) 塗装工 20,000 円/t

鋼床版桁橋と合成桁橋では、多少の差が考えられるが、ここでは簡単のため一律に扱うことにした。また、塗装面積を積算するのが困難であるため t 当りの概算単価を用いることにする。

これらの単価を用いて各形式の工費を積算した結果を表 3-12～3-19 に示す。また、単位面積当りの工費と形式、スパンとの関係を図 3-36 に示す。この場合、 ℓ は連続桁に対しては、側径間の大きさを表わしている。

この図について、二・三の考察を加えよう。

- (a) 単純桁橋は、連続桁橋よりも単価が高く、スパン増加に伴なう、増加率も大である。
- (b) 合成桁橋と鋼床版桁橋の単価がほぼ等しくなるのは、単純支持桁では、約 80 m、連続支持桁では、約 95 m である。これより小さいスパンに対しては、合成桁橋が経済的である。ただし、ここでは上部工費のみに着目しているので、下部工費も加えて、全体工費について検討する場合には、これらの境界となるスパンは、相当小さくなることは明らかである。
- (c) 連続桁橋について、全長を固定して側スパンと中央スパンの比を変える場合、スパン比が 1.0 と 1.2 では 1.2 を採用する方がわずかに経済的である。しかし 1.0 と 1.4 では 1.4 の方がやゝ不経済となることがわかる。
- (d) この図表を用いて、形式、スパンが決まれば、直ちに、上部工の概算工費を知ることができる。また架橋条件にもとづき、スパンと下部工費の関係を加えることにより、その架橋位置における全体の経済性を検討することも容易である。
- (e) この図表では、歩道のない場合をとりあげているが、これをもとにして、歩道のある場合についても、その条件を加味することにより、概算工費を推定することができる。

表 3 - 1 2 鋼 床 版 単 純 桁 工 費

項 目	単 価 ℓ m	30		40		50		60		70		単 位 円
		㎡当り	全 体	㎡当り	全 体	㎡当り	全 体	㎡当り	全 体	㎡当り	全 体	
重 量		303 kg/㎡	128 t	316 kg/㎡	174 t	345 kg/㎡	238 t	367 kg/㎡	298 t	389 kg/㎡	368 t	
面 積			405 ㎡		550 ㎡		675 ㎡		810 ㎡		945 ㎡	
製 作 費	56,400 円/㎡ ~70,500	56,400 円/㎡	22,880,000 円	59,200 円/㎡	32,001,000 円	63,000 円/㎡	42,546,000 円	66,800 円/㎡	54,107,000 円	70,500 円/㎡	66,623,000 円	
架 設 費	25,000 円/t ~45,000	7,600	3,078,000	9,500	5,225,000	12,000	81,000,000	14,700	11,907,000	17,500	16,587,000	
高 欄 費	10,000 円/m	1,500	600,000	1,500	800,000	1,500	1,100,000	1,500	1,200,000	1,500	1,400,000	
鋪 装 費	2,000 円/㎡	2,000	810,000	2,000	1,100,000	2,000	1,850,000	2,000	1,620,000	2,000	1,890,000	
塗 装 費	20,000 円/t	6,000	2,460,000	6,300	3,480,000	6,900	4,680,000	7,400	5,960,000	7,800	7,860,000	
計		73,500	29,828,000	78,500	42,606,000	85,400	180,556,000	92,400	74,794,000	99,800	98,816,000	

表 3 - 13 鋼床版連統桁工費

m = 1

単位 円

項目	単価	ℓ m 種別		60		80		100		120	
		量	積	m ² 当り	全 体	m ² 当り	全 体	m ² 当り	全 体	m ² 当り	全 体
重				339Kg/m ²	824 t	375Kg/m ²	1214 t	413Kg/m ²	1,675 t	456Kg/m ²	2217 t
面					2,430 m ²		3,240 m ²		4,050 m ²		4,860 m ²
製	費	60,500 円/m ² ~81,100		60,500 円/m ²	147,045,000 円	66,700 円/m ²	216,160,000 円	73,500 円/m ²	297,994,000 円	81,100 Kg/m ²	394,257,000 円
架	設 費	40,000 円/t ~70,000		13,500	33,048,000	18,800	60,912,000	24,800	100,440,000	31,900	155,034,000
高	欄 費	10,000 円/m		1,500	3,604,000	1,500	4,860,000	1,500	6,075,000	1,500	7,290,000
鋪	装 費	2,000 円/m ²		2,000	4,860,000	2,000	6,480,000	2,000	8,100,000	2,000	9,720,000
塗	装 費	20,000 円/t		6,800	16,524,000	7,500	24,300,000	8,300	38,615,000	9,100	44,226,000
計				84,400	205,081,000	96,500	312,712,000	110,100	446,224,000	125,600	630,527,000

表 3 - 14 鋼床版連続桁工費

m - 1.2

項 目	単 価	種 別	60		80		100		120	
			m ² 当り	全 体	m ² 当り	全 体	m ² 当り	全 体	m ² 当り	全 体
重 量			344Kg/m ²	892 t	383Kg/m ²	1,324 t	424Kg/m ²	1,832 t	467Kg/m ²	2,424 t
面 積				2,592m ²		3,456m ²		4,320m ²		5,184m ²
製 作 費	61,300 円/m ² ~82,400		61,300Kg/m ²	159,042,000 円	68,100 円/m ²	235,660,000 円	75,400 円/m ²	325,859,000 円	82,400 円/m ²	427,357,000 円
架 設 費	42,500 円 t ~72,500		14,600	37,843,000	20,100	69,465,000	26,500	114,480,000	33,900	175,737,000
高 欄 費	10,000 円/m		1,500	3,888,000	1,500	5,184,000	1,500	6,480,000	1,500	7,776,000
舗 装 費	2,000 円/m ²		2,000	5,184,000	2,000	6,912,000	2,000	8,640,000	2,000	10,368,000
塗 装 費	20,000 円 t		6,900	17,884,000	7,600	26,265,000	8,500	36,720,000	9,300	48,211,000
計			86,300	223,841,000	99,300	343,486,000	113,900	492,176,000	129,100	669,449,000

表 3 - 15 鋼床版連統釘工費

m - 1.4

単位 円

項目	種別	60		80		100		120	
		m ² 当り	全体	m ² 当り	全体	m ² 当り	全体	m ² 当り	全体
重量		354Kg/m ²	976 t	394Kg/m ²	1,445 t	440Kg/m ²	2,020 t	488Kg/m ²	2,691 t
面積			2,754 m ²		3,672 m ²		4,590 m ²		5,508 m ²
製作費	62,800 円/m ² ~86,900	62,800 円/m ²	172,951,000 円	70,000 円/m ²	257,099,000 円	78,200 円/m ²	359,247,000 円	86,900 円/m ²	478,820,000 円
架設費	45,000 円/t ~75,000	15,900	43,788,000	21,700	79,682,000	28,600	131,274,000	36,600	201,592,000
高欄費	10,000 円/m	1,500	4,131,000	1,500	5,508,000	1,500	6,885,000	1,500	8,282,000
舗装費	2,000 円/m ²	2,000	5,508,000	2,000	7,344,000	2,000	9,180,000	2,000	11,016,000
塗装費	20,000 円/t	7,000	19,278,000	7,900	29,000,000	8,800	40,392,000	9,800	57,978,000
計		89,200	245,656,000	103,100	378,633,000	119,100	546,978,000	186,800	757,668,000

表 3 - 16 単純合成桁工費

項目		30		40		50		60		70		単位	円
種別	価	㎡当り	全体	㎡当り	全体	㎡当り	全体	㎡当り	全体	㎡当り	全体		
重量		115kg/㎡	47 t	147kg/㎡	81 t	194kg/㎡	131 t	244kg/㎡	198 t	308kg/㎡	286 t		
面積			405 ㎡		550 ㎡		675 ㎡		810 ㎡		945 ㎡		
製作費	22,500 円/㎡ ~55,300	22,500kg/㎡	9,131,000 円	28,300 円/㎡	15,283,000 円	36,100 円/㎡	24,866,000 円	44,900 円/㎡	36,418,000 円	55,300 円/㎡	52,290,000 円		
架設費	20,000 円/t ~40,000	3,300	981,000	3,700	2,035,000	5,800	3,915,000	8,500	6,885,000	12,100	11,484,000		
床版・高欄費	12,000 円/㎡	12,000	4,860,000	12,000	6,600,000	12,000	8,100,000	12,000	9,720,000	12,000	11,840,000		
舗装費	1,000 円/㎡	1,000	405,000	1,000	550,000	1,000	675,000	1,000	810,000	1,000	945,000		
塗装費	20,000 円/t	2,300	981,000	2,900	1,595,000	3,800	2,565,000	4,900	8,969,000	6,000	5,670,000		
計		40,100	16,258,000	47,900	26,063,000	58,700	39,621,000	71,300	57,802,000	86,400	81,679,000		

単位 円

表 3 - 17 連 統 合 成 削 工 費

単位 円

m = 1.0

項 目	種 別	40		60		80	
		単 価	全 体	m ² 当り	全 体	m ² 当り	全 体
重 量			112kg/m ²	182 t	182kg/m ²	260kg/m ²	842 t
面 積			1,620 m ²		2,430 m ²		3,240 m ²
製 作 費	20,300 円/m ² ~46,500	20,300 円/m ²	32,883,000 円	32,700kg/m ²	79,528,000 円	46,500kg/m ²	150,838,000 円
架 設 費	25,000 円/m ² ~45,000	2,800	4,536,000	6,400	15,552,000	11,700	37,908,000
床 散・高 欄 費	12,000 円/m ²	12,000	19,440,000	12,000	29,160,000	12,000	38,880,000
舗 装 費	1,000 円/m ²	1,000	1,620,000	1,000	2,430,000	1,000	3,240,000
塗 装 費	20,000 円/t	2,200	3,564,000	3,600	8,748,000	5,200	16,848,000
計		38,300	62,043,000	55,700 円	135,418,000	76,400	247,769,000

表 3-18 連続合成桁工費

$m = 1.2$

項目		40		60		80	
種別							
単価		m²当り	全 体	m²当り	全 体	m²当り	全 体
重量		123kg/m²	213 t	190kg/m²	498 t	272kg/m²	940t
面積			1.728 m²		2.592 m²		3,456m²
製作費	22,200 円/m² ～48,700	22,200 円/m²	38,437,000 円	34,100 円/m²	88,381,000 円	48,700 円/m²	168,319,000 円
架設費	27,500 円/t ～47,500	3,400	5,875,000	7,100	17,955,000	12,900	44,582,000
床版高欄費		12,000	20,736,000	12,000	30,348,000	12,000	41,472,000
舗装費		1,000	1,728,000	1,000	2,592,000	1,000	3,456,000
塗装費		2,400	4,147,000	3,800	9,610,000	5,400	18,662,000
計		41,000	70,923,000	58,000	148,886,000	80,000	276,491,000

表 3-19 連続台成材工費

m 1.4

項目	単位	種別	40		60		80	
			m ² 当り	全 体	m ² 当り	全 体	m ² 当り	全 体
車 面	量 積		131Kg/m ²	241 t	207Kg/m ²	571 t	299Kg/m ²	1097 t
				1836 m ²		2754 m ²		3672 m ²
製 作 費	23,600 円/m ² ~53,400		23,600円/m ²	43,459,000円	37,100Kg/m ²	102,361,000円	53,400円/m ²	196,400,000円
架 設 費	30,000 円/t ~50,000		3,900	7,160,000	8,300	22,858,000	15,000	55,080,000
床版・高欄費	12,000円/m ²		12,000	22,032,000	12,000	33,048,000	12,000	44,064,000
舗 装 費	1,000円/m ²		1,000	1,836,000	1,000	2,754,000	1,000	3,672,000
塗 装 費	20,000円/t		2,600	4,773,000	4,100	11,291,000	5,900	21,664,000
計			43,100	79,260,000	62,500	172,312,000	87,300	320,880,000

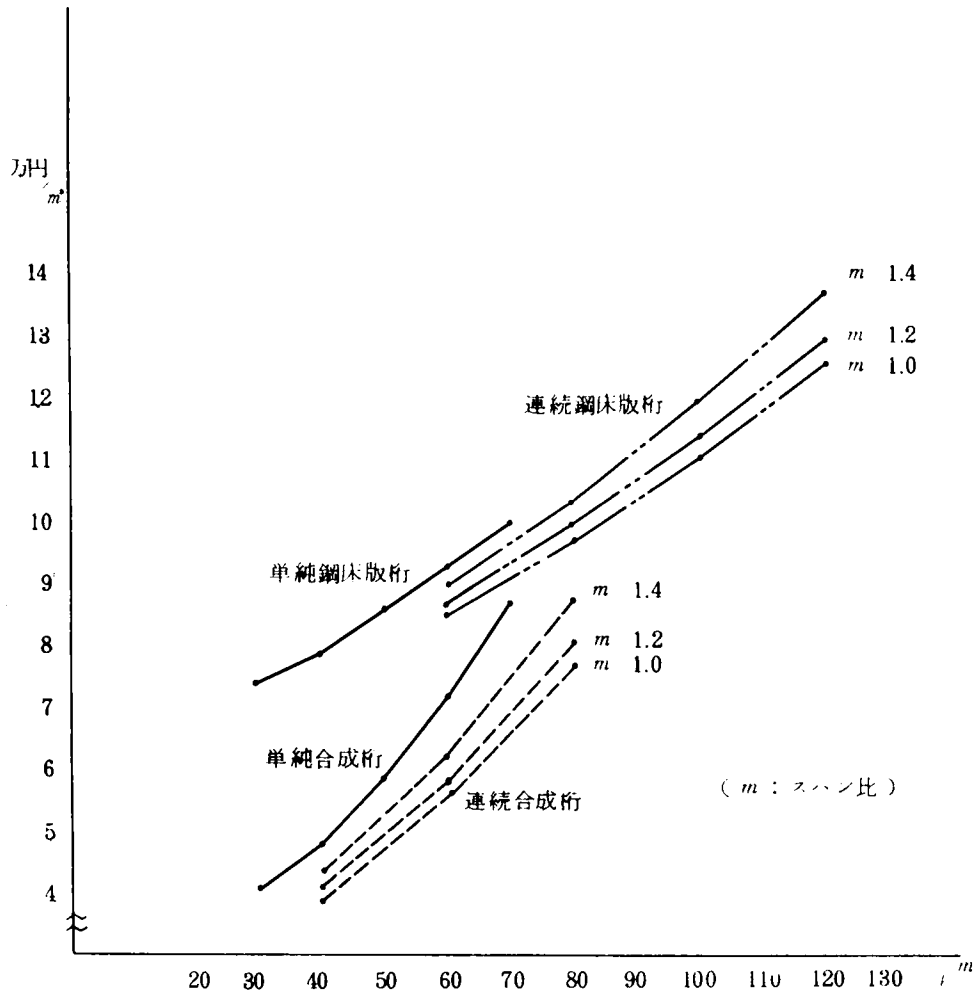


図 3-36 単位面積 (m^2) 当り上部工工費

3.8 結 語

鋼床版橋および合成橋は、今日、最も基礎的かつ普遍的な橋梁形式として多用されている。中小スパンの架橋に際して、これらの形式は常に比較の対象となるところであり、計画時において、工費算定の基礎となる鋼重の把握はもちろん、実施設計の基本となる主要部材の配置、形状等について、経験的な推測ないしは、膨大な計算に頼ることなく、適切な値を知ることが強く要望されている。

このような要望に基づき、第3章では、これら二つの代表的な橋梁形式について、最小重量に着目し、

単に調重、桁高を知るだけでなく、実施設計で重要となる主桁の基本断面の決定を目標として、実用的な一解法を提案するとともに、これに対する数値計算を示した。

この研究の内容及び成果をまとめるとつぎのようである。

- (1) 本研究でとりあげた橋梁形式は、単純支持および連続支持の鋼床版桁橋および合成桁橋である。連続形式では、一般によく用いられる対称の3径間連続桁に着目し、その場合、桁高が変化するものも取扱っている。また、連続合成桁橋はプレストレスしない合成桁を対象としている。
- (2) 主桁の高さと腹板厚さの間には、鋼道路橋示方書の規定および実施例を整理して、一般的に一次の関係式を与えた。
- (3) 桁橋の調重計算では、理論的に求まる主桁調重と、設計上の余裕および床組その他の二次的調重との差は、補正係数および補足調重を用いて補正した。これについては、多数の実例について整理し、主桁調重に比例する量と橋面積に比例する量にほぼ区分し得ることを示し、具体的な数値を提示した。
- (4) 主桁断面の決定には、通常直線桁橋では曲げモーメントが支配的であり、したがって、本研究では、この断面力のみに着目している。その場合、単純支持の桁橋では取り扱いが容易であり、解式の中に直接曲げモーメントを導入することとしたが、連続桁橋では、モーメントに関する影響値を別途図表により与える方針で解を求めた。
- (5) 連続桁橋において桁高が変化する場合の曲げモーメントの影響値の計算では、桁の断面二次モーメントと桁高の変化の間に、ほぼ一意的な関係が成立つことに留意し、実施例に基づきこれを明らかにするとともに、桁高が放物線形に変化するものに対して値を求めた。
- (6) 主桁の設計荷重はし荷重とし、主桁相互の荷重分配を考慮して、全主桁で分担するものと仮定した。しかし、荷重分配が無視される場合は、主桁1本ごとに作用荷重を定めて、本解法を主桁ごとに適用することは容易である。
- (7) 鋼床版桁橋の最小重量設計では、鋼床版が版作用を主体に決定され、同時に主桁作用を有することを考慮し、主桁下縁に対して釣合式をつくり、これをもとに最小重量、桁高ならびに各点の断面決定を求める式を展開した。その場合、高次の式を処理するかわりに、計算を容易にするため、未知量を含むほとんど変化しない項目に着目し、独自の逐次近似法を提案した。これにより、わずかに数回のくり返し計算で所要の解を得ることが可能となつた。
- (8) 合成桁の最小重量設計では、合成前と合成後において、断面諸量に変化することが一つの問題点であり、これの扱い方として、合成後の断面に対し、鋼桁の腹板高さをコンクリートの中心位置まで移動させる近似法を採用した。また、いま一つの問題点として、プレストレスしない連続合成桁の合成非合成区間の区分があるが、これは実施例に基づき、死荷重モーメントが0となる位置で与えることとした。

また、特に留意すべきことは、鋼桁の上フランジは、ジベル設置と架設時の座屈に対する制約を受け、実際上断面はこれらによつて決定される点で、これに対し特別に配慮を加えた。

最小重量およびこれに対応する桁高ならびに各断面の計算式は、鋼床版桁の場合とほぼ同様であり、部分的に若干の近似的手法を取り入れ、類似の形で逐次近似による解式を提案した。

- (9) 最小重量設計の提案式について、具体的な数値計算を実施し、第2章鋼床版の設計の場合と同様、計算に必要な諸係数を図表に示すと共に、計算例を加えて、適用法を明らかにした。また、実際上の適用範囲を想定し、調重と桁高について多数の計算を実施して、設計資料を与えた。

(10) 本研究の鋼桁橋の設計は、最小重量設計を主眼としたものであるが、同時に桁高が固定される場合についても容易に適用することが可能であり、その精度を明らかにするため、新十三大橋の設計との対比を試み、良好な一致をみることを確認した。

(11) 数値計算により得られた代表的な鋼重を用いて、現行の積算基準に基づく工費を積算し、各形式の経済性を明らかにした。この結果に下部工費を加えれば、全体工費の比較を容易に行なうことが可能である。

以上、第3章の内容およびその成果について概要を述べたが、本解法は手計算によつて容易に解を得ることができ、また、実施例との比較に示したように相当の精度を有し、橋梁の計画設計ならびに実施設計時の基本断面の設定に有用であると考えられる。

第三章の参考文献

- 1) 福田武雄：上路プレートガーダー鋼道路橋の鋼重について
東京大学 生産技術研究報告 昭和35年8月
- 2) 国場正夫：高張力鋼（50キロ鋼）の経済性について
土木技術 1961, 12.
- 3) O. Erdmann : Über der Einfluss hochfesten Stähle auf Gewichtsersparnis und Bauart
im Stahlbrückenbau, Forschungshefte aus dem Gebiete des Stahlbaues 1950
- 4) G. Anger : Zehnteilige Einflusslinien für durchlaufende Träger Band III Verlag
Wilhelm Ernst & Sohn
- 5) 小松定夫, 中井博, 近藤和夫：鋼床版桁橋の有効幅に関する研究, 土木学会論文集 No.86

第 4 章 結 論

第 4 章 結 論

本研究の目的とするところは、道路橋の架橋に際して、計画時に、すでに実施設計に使用可能な主桁の最適断面を容易に決定し、正確な調重を把握して架橋計画の適正をはかるとともに、実施設計では、細部詳細ならびに二次部材の設計を追加すれば済むように、設計法の実用化をはかろうとするものである。このように、設計を実用化・一般化する対象橋梁形式として、今日、道路橋のなかで最も広く用いられている単純支持および連続支持の鋼床版桁橋と合成桁橋とを採りあげた。

いずれも、床版が版作用と主桁作用の二つの役割りを同時に果たすよう、主桁と一体に結合されていることが、大きな特長となつてゐる。これは同時に著しい進歩を遂げた材料、理論、工法とあいまつて、構造の合理化がはかられた結果であり、戦前の橋梁と比較して、非常に軽量化され、経済的な設計が可能となつた。

しかし、これらの構造が開発されてから、現在、経済的で安全な構造として不安なく、ごく普通に使われるようになるまでには、幾多の問題点が提起され、また、今も設計上注意を要する点もある。著者も、開発当初より種々の問題点について連続して研究を行なつてきたが、第 1 章において、主要点を簡潔的に簡単な整理を行なつた。例えば、本研究中における舗装厚、鋼床版リブ形状、継手構造等の前提となるところ、あるいは本研究でプレストレスしない連続合成桁を採用している理由等も述べたが、また一方、本研究の成果により設計を行なう場合にも、実務面での注意事項とならう。

以上の過去の研究成果をもとに、前述した目的に従い、最小重量設計の考え方に基礎をおく実用設計法の提案を行なつた。

本研究では、従来からの手法を拡張し、設計の過程に接した形で、手計算によつても、容易に目的が達成できるように特に意を用いた。このことは、設計における電算化の発達にかかわらず、実際設計の立場からも重要と考える。なお、桁高、リブスパン等が与えられている場合にも、この設計法はそのまま適用できるものであり、この点からも実用的であると考ええる。以下本研究の成果の概要を述べる。

鋼床版の設計

1. 鋼床版の構造解析について、既に多くの研究が行なわれ、板理論、格子理論、あるいは板および格子の両特性を加味した理論の適用により、与えられた構造、荷重に対して、応力を求めることは可能であり、計算の自動化も進められている。しかしながら、設計の基本姿勢、その計算過程を検討してみると、デッキプレート厚、縦リブ間隔を鋼道示によつて定める以外は、リブの断面形式とリブ配置との関係、あるいはリブの形状寸法などは、実施例を参照し経験により設定されるのが一般的である。また応力検算は仮定から出発して、試行錯誤を繰り返すか、ある段階で許容応力度に対して、相当の余裕を残したまま計算を終了するのが実情である。したがつて経済的設計は期待できない場合もあり、また計算も場当りので、時間、労力の消費も大きいと考えられる。このような問題を解決する一つの方法として、最小重量設計法の確立が有意義と考えられる。
2. 鋼床版の最小重量設計については、従来 E. Giencke¹⁾の研究があり、この種の問題に対する基本的な考え方を示すものとして、注目される。しかし、この方法では、縦、横のリブの曲げモーメントを求める式に一貫性がなく、取り扱いが複雑であり、相当の演算量を必要とし、その他、ドイツの設

計荷重を使用していることもあり、実用性、汎用性に乏しいようである。また、解式と部分的な計算例を示したにとどまり、実用設計の資料を提供するまでに至っていない。

この問題について、著者は、計算を系統化し、かつ容易にするために、鋼床版の計算法として、荷重分配横桁が無限にある場合の格子桁の解法を適用し、工学的見地から種々の検討を加えて、鋼床版についての一解法を提示すると共に、最小重量設計に対し、逐次近似法による別解法を見出した。

3. 鋼床版の設計において、鋼道示により、既知として与えることができるのは、デッキフレートの厚さ、縦リブの間隔、およびリブの腹板厚さである。また、横リブスパン（主桁間隔）、各リブの断面形式、材質、荷重などは、設計方針、ないしは条件とみなされるものである。最小重量設計は、結局、これらを既知量として、縦、横のリブの鋼重（断面積）が最小となる条件のもとに、縦リブスパン（横リブ間隔）および、各リブの断面形状を決定する問題に帰着される。この計算は、ある設計曲げモーメントに対して、リブの最小断面を見出すことと、縦リブスパンをリブ断面形状の影響を考慮した形で、リブの全断面積が最小になるように定めることの二つの過程に分けて考えると好都合であり、この考え方に従い、解法を求めることにした。

4. 最小重量設計法の誘導はつぎのように行なつた。

- (1) 設計曲げモーメント M に対する最小のリブ断面を求める。リブの断面形式としては、よく採用される T, \sqcup, Γ 形状の三つの形式に着目し、それぞれ解式を求め、その結果、リブ断面の最小合計面積 \bar{F} は、一般に次式の形で表わされることを示した。

$$\bar{F} = \sqrt{\kappa M}$$

ここに、 M ; 設計曲げモーメント

κ ; 許容応力度 σ 、リブ上フランジの断面積 F_0 、腹板の板厚 t_s 、に関する値

- (2) 各リブの設計曲げモーメント M を求める。記述のように、格子理論を適用して、縦リブについて、スパン中央および、支点上を、また横リブについて、スパン中央を着目点とし、それぞれ、次式の形で設計曲げモーメントの算式を与えた。

$$\text{縦リブの設計曲げモーメント} \quad M = m_L \alpha P$$

$$\text{横リブの設計曲げモーメント} \quad M = m_Q \ell P$$

ここに、 α ; 縦リブスパン

ℓ ; 横リブスパン

P ; 衝撃を含む後輪荷重

m_L ; 変差剛比 Z 、縦リブ間隔 λ 、縦リブスパン α 、横リブスパン ℓ 、荷重配置などに関係する無次元量、リブのスパン中央と支点上で値が異なる。

m_Q ; 変差剛比 Z 、縦リブスパン α 、横リブスパン ℓ 、荷重配置などに関係する無次元量

これらの式の誘導に際しては、輪荷重は横断方向に、車両、車輪間隔を考慮のうえ乗りうるだけ載荷し、また、閉断面リブについて、リブの捩り剛さの影響は一般に小さいので、無視するなどの方針によっている。なおこの設計曲げモーメント式は、最小重量設計を行なわない通常の鋼床版の設計に、そのまま適用することができる。

- (3) リブの合計断面積が最小となる条件を導入し、縦リブスパンを求める。最小条件は単位面積当り

のリブ断面積 A を最小にすることで与えられる。

$$A = \frac{\tilde{F}_L}{\lambda} + \frac{\tilde{F}_Q}{\alpha}$$

ここで、 \tilde{F}_L 、 \tilde{F}_Q はそれぞれ縦、横リブのリブの合計断面積である。これにすでに述べた関係を代入し、 A を最小にする α すなわち、最小重量に対応する縦リブスパン α^* を求めてつぎの解を得た。

$$\alpha^* = \sqrt[3]{4\mu\phi \frac{m_L}{m_Q} \frac{\tilde{m}_Q^2}{\tilde{m}_L^2} \lambda^2 \ell}$$

ここに、 μ ：許容応力度 σ_L 、 σ_Q 腹板厚さ t_{sL} 、 t_{sQ} に関する無次元量
 ϕ ：リブ断面に関係する無次元量で近似的には $\phi = 1$ とすることができる。

\tilde{m}_L 、 \tilde{m}_Q ：それぞれ m_L 、 m_Q と類似の無次元量を示す。

α^* を求める式の右边は、 m_L 、 m_Q 、 \tilde{m}_L 、 \tilde{m}_Q などの中に、影響は小さいが、なお交差剛比 Z の形で α を含んでいるため、 α^* は逐次近似法により計算することにした。この計算を実行するには、 α の他に交差剛比に関係する各リブの断面二次モーメント比 I_L/I_Q の逐次近似値 I_L^*/I_Q^* も必要であり、これについては、各形状のリブに対して次式の形で解を得た。

$$\frac{I_L^*}{I_Q^*} = \kappa' \frac{M_L \sqrt{M_L}}{M_Q \sqrt{M_Q}} \psi$$

ここに、 κ' ：各リブの腹板厚 t_{sL} 、 t_{sQ} 許容応力度 σ_L 、 σ_Q に関係する無次元量
 ψ ：リブの断面に関係する無次元量で近似的には $\psi = 1$ とすることができる。

5. 鋼床版の最小重量設計は、4の記述で明らかのように、つぎの手順により、解が見出される。

- (1) 縦リブスパン α および断面二次モーメント比 I_L/I_Q を仮定する。
 - (2) m_L 、 m_Q 、 \tilde{m}_L 、 \tilde{m}_Q およびこれに対する M_L 、 M_Q を計算する。
 - (3) α^* および I_L^*/I_Q^* を求める。
 - (4) (3)で求めた α^* 、 I_L^*/I_Q^* をあらたな仮定値として、(2)、(3)の計算を、これらの値が収斂するまでくり返す。
 - (5) α^* 、 I_L^*/I_Q^* が一定値になれば、 α^* は最小条件に適合した縦リブスパンを与え、そのときの M_L 、 M_Q に対して、各リブの最小断面を計算することにより、最小重量設計の解が得られる。
6. 上記の最小重量設計に関する解法を用いて、数値計算を実施した。数値計算ではまず実際使用の便を考え、計算上常に必要となる荷重配置に関する係数、交差剛比に関する係数などについて、通常の設計に現われる範囲を想定して、計算を行ない、図表にとりまとめた。
7. 鋼床版の設計において最も重要と考えられるのは断面力の算定であるが、本解法において誘導した設計曲げモーメント式の精度を明らかにするため、代表的な他の鋼床版解法による設計曲げモーメントとの比較を行ない、良好な一致をみることを確認した。したがって、本研究による設計曲げモーメント式は、最小重量設計を行なわない。すなわち、リブ配置、リブ形状寸法のすでに確定された鋼床版の設計にも、計算が容易であり、有用と考えられる。
8. 一例として、横リブスパン 4 m の鋼床版をとりあげ本解法による最小重量設計の数値計算例を示した。

この計算例はすべて手計算によつて行なつたが、逐次計算の各段階における数値に重み係数を考慮し、これを次回の仮定値とすることにより、わずかに2～3回のくり返し計算で所要の解が得られることを示した。この重みは、別に行なつた多数の電子計算機による計算結果から得たものである。

9. 實際上、しばしば現われる鋼床版構造を想定し、横リブスパン3.00～10.00m、縦リブの断面形式2ケース、許容応力度2ケース、荷重として交通量の割増しの有無による2ケースの各組合せに対して、本解法による数値計算を実施し、これを図表にまとめた。この結果は、そのまま実際の設計に採用してよく、これを利用すればただちに、鋼床版の設計が完了することになり、有用と考えられる。

鋼桁橋の設計

1. 鋼桁橋に関して、設計すべき項目は大きく分けて床版、主桁、その他の三者に区分される。これらのうちで最も重要と考えられるのは言うまでもなく主桁の設計である。鋼桁橋の主桁は一般に作用する断面力として、曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメント、曲げねじりモーメントなどに着目して設計が行なわれる。しかし通常の直桁橋では、これらの断面力の中で、主桁の設計に最も支配的なのは、曲げモーメントであり、他の断面力については補足的に応力照査が行なわれるといつても過言でない。したがつて本研究では、主桁の最小重量設計の誘導に際し、断面力としては、曲げモーメントに着目することとした。
2. 鋼桁橋としては、鋼床版桁橋と合成桁橋をとりあげたが、これらの最小重量設計法を述べるにさきだち、この種の問題に関する基本的な考え方を明らかにするため、単純支持のプレートガーダーについて、最小重量、最小断面に関する一般的な取り扱い方を詳述した。
3. 本研究における最小重量設計法の基本的な考え方は以下のようである。

(1) 鋼床版および合成桁に共通する事項

- (1) 腹板の厚さと高さの間には、鋼道示にも示されているように、直線的な関係が成立するものと考え、これを一次式 $t_s = \alpha + \beta h_s$ で与えた。
- (2) 桁橋の鋼重積算に際して、計算上求まるのは、理論的に必要な純粹の主桁断面だけであるため、これと実際の鋼重の差は、補足係数 μ 、および補足的鋼重 W_r によつて補正した。理論と実際における鋼重差の内容は、設計時に介入する余裕と補剛材、床組材、つなぎ材、添接材などの二次的鋼重と考えられる。これらは、その機能から整理することにより、主桁鋼重に比例する量と、橋面積に比例する量に区分しうることができ、それを理論的推論ならびに実施例に基づくデータから、数値的に明らかにした。
- (3) 設計曲げモーメントの算定は、単純支持の桁橋では取り扱いが容易であり、解式の中に直接モーメント式を導入することとしたが、連続桁橋では、モーメントに関する影響値を、別途図表により示す方針で解を求めた。
- (4) 連続桁橋は最も一般的な対称の3径間形式に着目したが、等断面桁ばかりでなく、桁高が変化する場合についても、桁の断面二次モーメントの変化の割合が、桁高の変化とほぼ一意的に関連することに留意し、各種のスパン比、桁高比について、曲げモーメントの影響値を明らかにした。

その場合、桁高の変化は各径間ごとに放物線形になると考え、桁高と断面二次モーメントの間

の関係式を次式で与えることとした。

$$\frac{I}{I_s} \propto \left(\frac{h}{h_s}\right)^\alpha$$

ここに、 I ; 桁の任意の位置の断面 2 次モーメント

I_s ; 桁の中間支点上の断面 2 次モーメント

h ; 桁の任意の位置の桁高

h_s ; 桁の中間支点上の桁高

α の値は、理論上の推論と実施例を整理して、 $\alpha = 2.5$ を採用した。

- (5) 主桁の設計荷重は調道示によりし荷重によるが、これの載荷方法は、主桁相互の荷重分配を予想し、全主桁で荷重を分担するという考え方を採用した。この考え方は荷重分配作用が良好な場合に妥当であり、問題はないと思われる。主桁間における荷重分配作用が無視されるときは、主桁 1 本ごとに作用荷重を定めて、本解法を各主桁ごとに適用することができる。

2) 鋼床版桁橋に関する解法

この形式の橋では、主桁の上フランジは鋼床版からなるが、鋼床版のうち主桁作用に参加するのは、有効幅内にあるデッキプレートと縦リブであり、これを既知として与えた、最小重量設計は以下のように行なつた。

① 主桁下縁について、断面力、許容応力度、断面係数間のつり合い式をつくる。

② ①の関係式を鋼断面合計式に代入し、鋼重を桁高を未知量とする式で表わす。

③ ②の関係式から、鋼重を最小にする桁高を見出し、これに対応する最小鋼重および最小断面を求める。ここで、鋼重を最小にする桁高を求めるに当たり、桁高に関する高次の式を処理する必要があるため、逐次近似によるのが得策と考え、独自の解法を案出した。これにより、わずかに 2～3 回のくり返し計算で所要の解を得ることが可能となつた。なお、許容応力度との釣合は下縁のみで考えるため、上フランジについては、求めた断面を用いて検算することが必要である。しかし、鋼床版桁では一般に調道示規定の最小厚を使用しても上フランジに相当の余裕があり、この検算によつて応力超過を生ずるのは、長大橋のごく一部分の断面に限られる。これについては、その部分の材質をかえるか、若干厚くすることにより解決され、これは全体の最小重量設計にはほとんど影響しないと言つてよい。

(3) 合成桁橋に関する解法

合成桁橋が鋼床版桁橋と著しく異なる点は、一つは、合成前後において、作用する断面力および断面諸量が相違することであり、いま一つは連続合成桁橋における負モーメント領域でのコンクリート床版の取り扱いである。前者の問題に関しては、実用性を失わない範囲内で断面形状を理想化すると好都合であり、合成後の断面について、鋼桁の腹板高さをコンクリート床版の中心位置まで移動させる方法を用いた。これによる誤差はわずかであり、その結果計算を著しく簡易化系統化することができた。

つぎに、後者の問題では、プレストレスしない連続合成桁に着目することにした。この橋梁形式は、近年著者等の研究によつて、新しく開発されたものであつて、従来のプレストレス合成桁に比較して、工法、解析上も簡明であり、広く一般に採用されようとしているものである。設計は、正

の曲げモーメントに対しては合成断面，負の曲げモーメントに対しては鋼桁断面を有効として行なわれ，合成区間，鋼断面区間の区分を定めることは必要でないが，本研究では最小重量設計の適用上，これを区分すると好都合であり，死荷重曲げモーメントが0となる位置で両者の領域を分けることとした。この方法は，詳細設計においても，ほとんど，この位置が合成，鋼断面の設計区分になるところから，妥当なものと考えられる。これらの問題の他に今一つ留意しなければならない点は，鋼桁上フランジの断面はジベルの設置と，架設時の座屈に対する安定から制約を受けることである。通常の設計では，上フランジの断面決定は，これらによつて行なわれるといつてよく，本研究ではこの点を重視し，上フランジについて最小断面を規制すると共に，合成前の荷重に対する許容応力度を架設時の安定と，最終応力照査を考慮して定めることとした。

合成桁橋の最小重量設計は以下に行なつた。

- ① 合成前および合成後の断面に対して，断面力，許容応力度，断面係数の間の釣合式をつくる。
- ② ①の関係を鋼断面合計式に代入し，桁高を未知量として鋼重を表わす。
- ③ ②の関係式から，鋼重を最小にする桁高を見出し，これに対応する最小鋼重および最小断面を求める。その場合，計算を容易にするため，部分的に若干の近似的な手法を導入し，その項目について，とりうる値の範囲を明示するとともに，上フランジに対する最小断面の制約と，合成前に対する許容応力度の設定に関する取り扱い方を明らかにした。また，鋼床版桁橋の場合と同様，ここでも，逐次近似法を用いた。

なお，プレストレスしない連続合成桁橋の非合成区間については，これは，単純なプレートガーダーと変るところがなく，従来から用いられている方法を準用した。

4. 本研究によつて得られた，鋼桁橋に関する最小重量設計の手法を総括的に記すとつぎのようである。

- ① 鋼重， g_h (t/m)；各形式の橋に対して，一般的に次式の形で表現することができることを示した。

$$g_h = C_1 \left\{ C_2 + C_3 h_s + C_4 h_s^2 + (C_5 + C_6 g_h) \frac{1}{h_s} \right\}$$

ここに， h_s ：腹板の高さ，変断面の連続桁では中間支点上の高さとする。

C_1 ：鋼材の単位重量，主桁鋼重の補足係数に關係する量

C_2 ：鋼床版桁橋では，上フランジの断面積，合成桁橋では $C_2 = 0$

C_3, C_4 ：主桁の本数，許容応力度，腹板厚と腹板高さの關係係数，腹板高さの変化などに關係する量

C_5 ：荷重，スパン，断面の形状に關係する量

C_6 ：スパン，断面の形状に關係する量

② 最小重量を与える桁高

(1)の鋼重と桁高の關係式から，鋼重を最小にする桁高が求められる。これは一般に h_s に関するつぎの三次方程式を解くことにより求められる。

$$h_s^3 + \kappa h_s^2 - \lambda = 0$$

$$\text{ここに, } \kappa = \frac{C_3}{2C_4}$$

$$\lambda = \frac{C_5 + C_6 g_h}{2 C_4}$$

この三次方程式の根は、つぎの逐次近似計算により、容易に求められる。

$$hs_{j+1} = \frac{2hs_j^3 + \kappa hs_j^2 + \lambda}{3hs_j^2 + 2\kappa hs_j}$$

③ 最小鋼重

②で求めた桁高を①の鋼重式に代入することにより求められる。

これらの計算では、 h_s 、 g_h をあらかじめ仮定することを前提としているので、逐次近似計算が必要であり、通常、数回の繰返し計算で所要の解が得られる。

④ 着目点の最小断面

g_h 、 h_s が定まれば、各点の設計曲げモーメントが決まり、必要な断面と設計曲げモーメント、許容応力度の間の関係式から、容易に最小断面が計算される。

⑤ 単位鋼重、全鋼重

g_h を用いて、単位鋼重、全鋼重は次式で与えられる。

単位鋼重 w

$$w = \frac{g_h}{B} + w_r$$

ここに、 B ; 有効幅員 (m)

w_r ; 主桁以外の補足鋼重 (t/m^2)

全鋼重 G

$$G = (g_h + B w_r) L \quad (t)$$

ここに、 L ; 橋長 (m)

5. 単純支持、連続支持の鋼床版桁橋、合成桁橋について、最小重量設計に関する一解法を誘導し、これに対して、数値計算を実施した。その場合に必要となる、腹板厚と桁高の関係、主桁鋼重に対する補正係数 μ 、補足的な鋼重 W_r などについて検討を加え、これらを数値的に明らかにした。本研究に用いた数値はつぎのようである。腹板厚さ t_s は、桁高に関する一次関数とし、次式を用いた。

$$\text{鋼床版桁橋} \quad t_s = 0.008 + 0.001 \{ h_s \} \quad (m)$$

$$\text{合成桁橋} \quad t_s = 0.006 + 0.002 \{ h_s \} \quad (m)$$

$$\text{および} \quad t_s = \begin{cases} 0.008 & \dots \dots \dots \leq 1.76 \\ 1/220 \cdot h_s & \dots \dots \dots > 1.76 \end{cases}$$

$n-1 < h_s < n$ のとき $\{ h_s \} = n$ (m)を意味するものとする。

ここで合成桁橋と鋼床版桁橋とで別の式を用いたのは、つぎの理由による。すなわち、最小重量設計によると合成桁橋の桁高は、一般に過大となる傾向にあり、そのような桁高の極端に大きい合成桁は、架橋条件に適合しない場合もあり、実用性をかくことになるからである。

主桁鋼重の補正係数 μ には、つぎの値を採用した。

$$\mu = 1.30$$

これは、実施例及び設計過程を数値的に検討して定めたものである。

補足鋼重 w_r は、代表的な設計事例を整理して、つぎの値を採用した。

鋼床版桁橋	$w_r = 50 \text{ Kg/m}^2$	(並列主桁)
	$w_r = 60 \text{ Kg/m}^2$	(2主桁)
合成桁橋	$w_r = 30 \text{ Kg/m}^2$	(並列主桁)
	$w_r = 40 \text{ Kg/m}^2$	(2主桁)

6. 連続桁橋の最小重量設計では、設計曲げモーメントの影響値に関する定数、 η_i 、 A_j 桁高の変化に関する定数 β_i などがあらかじめ与えられると好都合である。これらについて、側径間と中央径間のスパン比が $m = 1.0, 1.2, 1.4, 1.6, 1.8, 2.0$ の6ケース、また中間支点上の桁高と端支点、中央スパン中央の桁高の比 ζ_1, ζ_2 が $\zeta_1 = \zeta_2 = 1.0, 0.5, 0.7$ の3ケースに着目しそれぞれ値を計算し、図表にとりまとめた。

7. 具体的な例題を設定し、つぎの4つのケースについて数値計算例を示した。

① 単純鋼床版桁橋

スパン	$\ell = 50 \text{ (m)}$
有効幅員	$B = 13.5 \text{ (4車線) (m)}$
主桁数	$\rho = 4 \text{ (本)}$
使用鋼種	SM50

② 変断面連続鋼床版桁橋

スパン	$\ell + m\ell + \ell \quad \ell = 100 \text{ (m)}$
スパン比	$m = 1.2$
有効幅員	$B = 13.5 \text{ (4車線)} + 2 \times 2.25 \text{ (歩道) (m)}$
主桁数	$\rho = 2$
使用鋼種	SM50 桁高の変化比 $\zeta_1 = \zeta_2 = 0.5$

③ 単純合成桁橋

スパン	$\ell = 50 \text{ (m)}$
有効幅員	$B = 13.5 \text{ (4車線) (m)}$
主桁数	$\rho = 4 \text{ (本)}$
使用鋼種	SM50

④ 等断面連続合成桁橋

スパン	$\ell + m\ell + \ell \quad \ell = 60 \text{ (m)}$
スパン比	$m = 1.2$
有効幅員	$B = 13.5 \text{ (4車線) (m)}$
主桁数	$\rho = 4 \text{ (本)}$
使用鋼重	SM50

8. 本研究の鋼桁橋の設計法は、最小重量設計を主眼としたものであるが、同時に、桁高があらかじめ固定される場合についても、容易に適用することが可能である。本解法の実際設計への適用法と精度を明らかにするために、も径間の鋼床版連続桁橋で架橋された新十三大橋を取りあげ、実際例との比較検討を試みた。

この橋は、元来、架橋条件から桁高に制約があり、最小重量設計とはなっていない。そこでまず、

最小重量設計との差異について考察を加え、つぎに桁高を与えられたものとして、本解法の適用を試みた。両者の計算値は良好な一値を示し、その結果、本解法を用いて比較的短時間の手計算により、容易に鋼桁橋の主桁の設計が可能であることが明らかとなった。

9. 計画設計、比較設計等への活用を考え実際の事例に対して、単位鋼重と桁高を計算し、これを図表にまとめた。各形式とも

スパン	5～6 ケース
スパン比	4～6 ケース
幅員	1 ケース
主桁数	2 ケース
使用鋼重	1 ケース

をとりあげ、さらに、特殊な場合として、歩道、分離体などを有するものも若干数加え、上記ケースの組合せに対して、解を得た。さらに計算内容は歩道のない場合を主体としているが、これを用いて、RC構造からなる任意幅員の歩道を有する橋梁についても容易に最小鋼重およびそのときの桁高を知ることができることを示した。

10. 最小重量設計により得られた代表的な鋼重計算結果に対して、現行の積算基準にもとづく実際工費を積算し、各形式に対する経済比較を試みた。これは上部工費のみに関するものであるが、各形式とも同一スパンに対して、単純桁より連続桁の方が工費が低くなるのは当然として、合成桁橋と鋼床版桁橋の比較では、単純桁橋でスパン約 80 m、連続桁橋でスパン約 95 m を境にして、それより小さいスパンで、合成桁橋が経済的であるという結果が得られた。しかし、ここでは、下部工費を除外しており、この他に実際には、桁高の制約条件が加わるので、合成桁橋の経済スパンは、さらに相当量小さくなるものと考えられる。

これらの経済比較は、スパンと単位面積当りの工費、形式の關係に着目して図上に示したが、実際の架橋計画に当たり、この図から直ちに上部工の概算工費を把握することが可能である。また、架橋位置の条件を考慮した、下部工費をスパン長に応じて、つけ加えることにより、橋梁全体の経済比較を行なうことも容易である。

最後に、本論文を作成するにあたり、終始懇篤なご指導とご鞭撻を賜りました京都大学教授小西一郎先生、同じく山田善一先生に心から感謝する次第である。

又、全般にわたり協力を頂いた大阪市土木局加藤隆夫、佐伯章美の両氏、数値計算、図面作成等に多くの助力を頂いた中川弘、西尾久の両君に感謝の意を表するとともに、名古屋大学教授成岡昌大先生、大阪大学教授小松定夫先生、(株)新日本技術コンサルタント取締役伊藤敏一氏のあたたかい友情とご激励を得たことを御礼をこめて付記する。

付 表

実施例における腹板厚，腹板高比，補足鋼重，
単位鋼重及び補正係数 ($M=M_1$ M_2)

付表 1

	A	B	C	D
型 式	3 径間ゲルバー 鋼床版 1 箱桁橋	3 径連続 鋼床版 1 箱桁橋	単純桁橋 鋼床版箱桁橋	3 径間ゲルバー 鋼床版桁橋
活 荷 重 種	T-L 20 1	T-L 20 1	T-L 20 1	T-L 20 1
橋 長 (L)	176	200	59.0	183
ス パ ン	52.0 + 71.0 + 52.0	54.0 + 90.0 + 54.0	58.3	52.95 ~ 76.2 ~ 52.95
巾 員	9.65	8.60	12	15.6
有効幅員(B_1)	9.0 + 2.0 = 9.0	8.00	7.5 + 2@2.00 11.5	11.0 + 2@2.0 15.0
桁 腹 板 高 度	1.513 ~ 2.816 ~ 1.819 1.50 ~ 2.80 ~ 1.80	2.011 ~ 3.315 ~ 2.011 2.00 ~ 3.30 ~ 2.00	2.511 ~ 2.516 2.50	
腹 板 厚	0.009	0.009 ~ 0.010 ~ 0.009	0.009	
腹板厚 / 腹板高	$\frac{1}{167} \sim \frac{1}{311} \sim \frac{1}{200}$	$\frac{1}{222} \sim \frac{1}{330} \sim \frac{1}{222}$	$\frac{1}{278}$	
水 平 補 剛 材	1 ~ 2 ~ 2	1 ~ 2 ~ 1	2	
G'_1 / B_{1L} (Kg/cm)	245	273	200	254
G_2 / B_{1L}	298	303	226	289
$G_3 / B_{1L} w r$	58	65	56	55
$\Sigma G_i / B_{1L} w$	357	368	282	334
μ_2	1.216	1.110	1.13	1.14
	HS _t 7%	HS _t 38%	HS _t 57%	
	ブラケット、縦桁、 隔板	ブラケット、縦桁、 隔板	ブラケット、縦桁、 隔板	ブラケット、縦桁

付表 2

	E	F	G	H
型 式	3 径間連続 鋼床版 2 主桁橋	単純桁橋 合成 2 箱桁橋	単純桁橋 合成 1 台形箱桁橋	単純桁橋 合成 2 箱桁橋
活 荷 重 橋 種	T-L20 1	T-L20 1	T-L20 1	T-L20 1
橋 長 (L)	269	50.0	53.30	33.0
ス パ ン	89.5~90~89.5	49.14	52.56	31.2
巾 員	19.00	7.60	6.60	16.0
有効幅員 (B ₁)	13.5+2@2.35=18.2	7.00	6.00	15.0
桁 腹 板 高	3.037~3.087 3.00	2.31 2.20	2.365 2.252 (2.554)	1.55 1.44
腹 板 高	0.012~0.014	0.009	0.009	0.009
腹板厚 / 腹板高	$\frac{1}{253} \sim \frac{1}{220}$	$\frac{1}{244}$	$\frac{1}{250} \left(\frac{1}{284} \right)$	$\frac{1}{160}$
水 平 補 剛 材	3	2	2	2
G ₁ / B _{1L} (Kg/m ²)	221	221	149	160
G ₂ / B _{1L}	235	257	174	196
G ₃ / B _{1L} · w _r	60	6	14	32
ΣG _i / B _{1L} · w	295	263	188	228
μ ₂	1.06	1.160	1.17	1.225
			HS t 85 ²	
				ブラケット、縦桁、 横桁

付表 3

	I	J	K	L
型 式	単純桁橋 合成 1 箱桁橋	単純桁橋 合成 2 箱桁橋	単純桁橋 合成 1 箱桁橋	3 径間連続 合成 2 箱桁橋
活 荷 重 種	T-L 20 1	T-L 20 1	T-L 20 1	T-L 20 1
橋 長 (L)	51.0	42.8	50.0	138.0
ス パ ン	50.5	42.0	49.14	41.25 + 55.0 + 41.25
幅 員	7.80	15.2	7.60	8.60
有 効 幅 員 (B ₁)	7.00	14.5	7.00	8.00
桁 腹 板 高	2.25 2.10	1.875 1.76	2.31 2.20	2.050 1.900
腹 板 厚	0.009	0.01	0.009~0.011	0.009
腹板厚 / 腹板高	$\frac{1}{233}$	$\frac{1}{176}$	$\frac{1}{244} \sim \frac{1}{200}$	$\frac{1}{211}$
水 平 補 剛 材	2	1	2	1 ~ 2
G ₁ / B ₁ L (Kg / m ²)	182	158	153	121
G ₂ / B ₁ L	213	233	174	158
G ₃ / B ₁ L + w r	21	27	25	10
ΣG _i / B ₁ L + w	234	240	199	163
μ ₂	1.170	1.485	1.136	1.260
	H St 69%		H St 48%	
		縦桁・隔板	縦桁・隔板	

付表 4

	M	N	O	P
型 式	3 径間連続 合成 2 箱桁橋	3 径間連続 合成桁橋 (4 主桁)	5 径間連続 (中央 径間ゲルバー) 合成桁橋 (4 主桁)	3 径間連続 合成桁橋
活 荷 重 橋 種	T-L 20 1	T-L 20 1	T-L 20 1	T-L 20 1
橋 長 (L)	117.6	146.0	348.0	210
ス パ ン	33.3 + 50 + 33.3	38.3 + 53.6 + 53.3	5 @ 69.6	3 @ 69.69
幅 員	16.40		11.75	11.6
有効幅員 (B_1)	16.13	8.70	10.40	10.4
桁 腹 板 高	2.082 1.970	1.50 ~ 2.90 ~ 1.80 1.30 ~ 2.70 ~ 1.60	2.85 2.70	2.84 2.70
腹 板 厚	0.01		0.013	0.013
腹板厚 / 腹板高	$\frac{1}{197}$		$\frac{1}{208}$	$\frac{1}{208}$
水 平 補 剛 材	1		1	1
$G'_1 \quad B_{1L}$	117	204	188	203
$G'_2 \quad B_{1L}$	138	244	219	237
$G_3 \quad B_{1L} \quad w \quad r$	42	25	34	28
$2^{G_1} \quad B_{1L} \quad w$	180	269	253	265
μ_2	1.180	1.195	1.163	1.166
			HS _t 75 /	
	横桁・縦桁			

付表 5

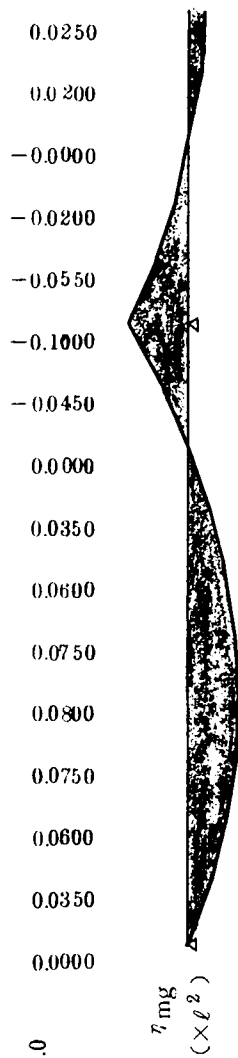
	Q
型 式	3 径間連続 合成桁橋
活 荷 重 橋 種	T-L 20 1
橋 長 (L)	132
ス パ ン	3@44
幅 員	15.20
有効幅員 (B_1)	14.50
桁 腹 板 高 高	2.63 2.50
腹 板 厚	0.011
腹板厚 腹板高	$\frac{1}{227}$
水 平 補 剛 材	1 ~ 2
$G'_1 \cdot B_1 L$	97
$G_2 \cdot B_1 L$	116
$G_3 \cdot B_1 L \cdot w r$	31
$\Sigma G_i \cdot B_1 L \cdot w$	147
I' / I_2	1.195

付 図

3径間連続桁橋の設計曲げモーメント影響値

$$\zeta_1 = \zeta_2 = 1.0$$

$$m = 1.0$$



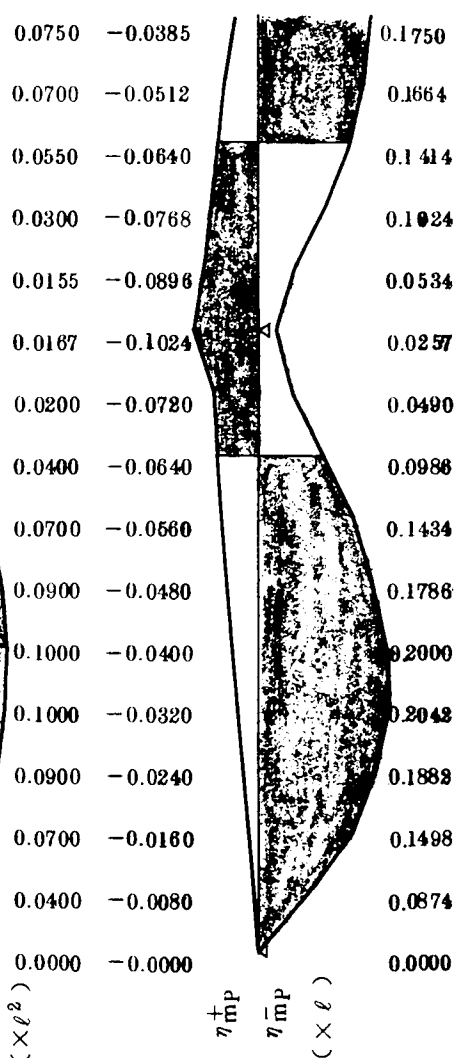
A_p	0.0905
A_n	0.0435

$\times \ell^3$



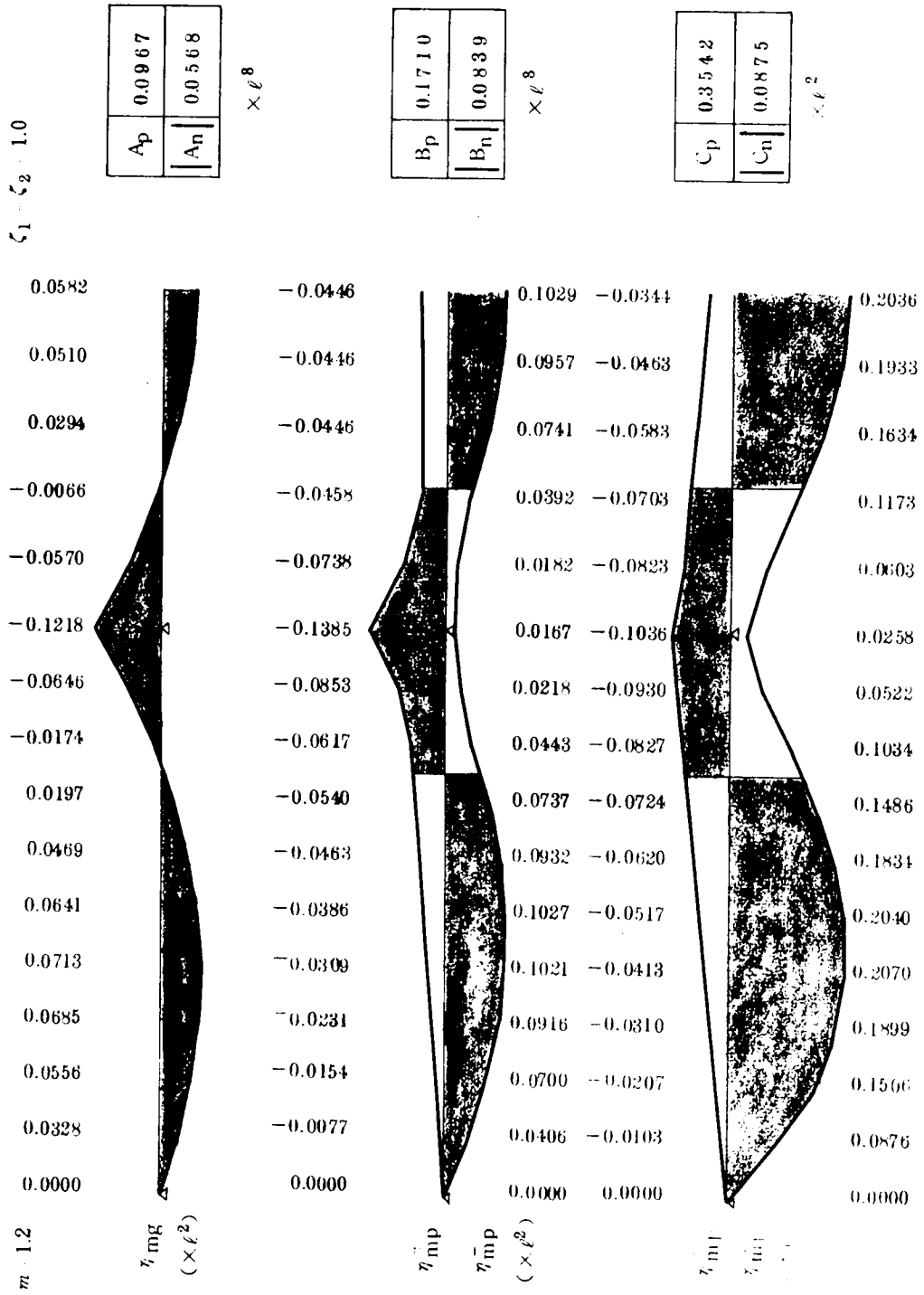
B_p	0.1455
B_n	0.0670

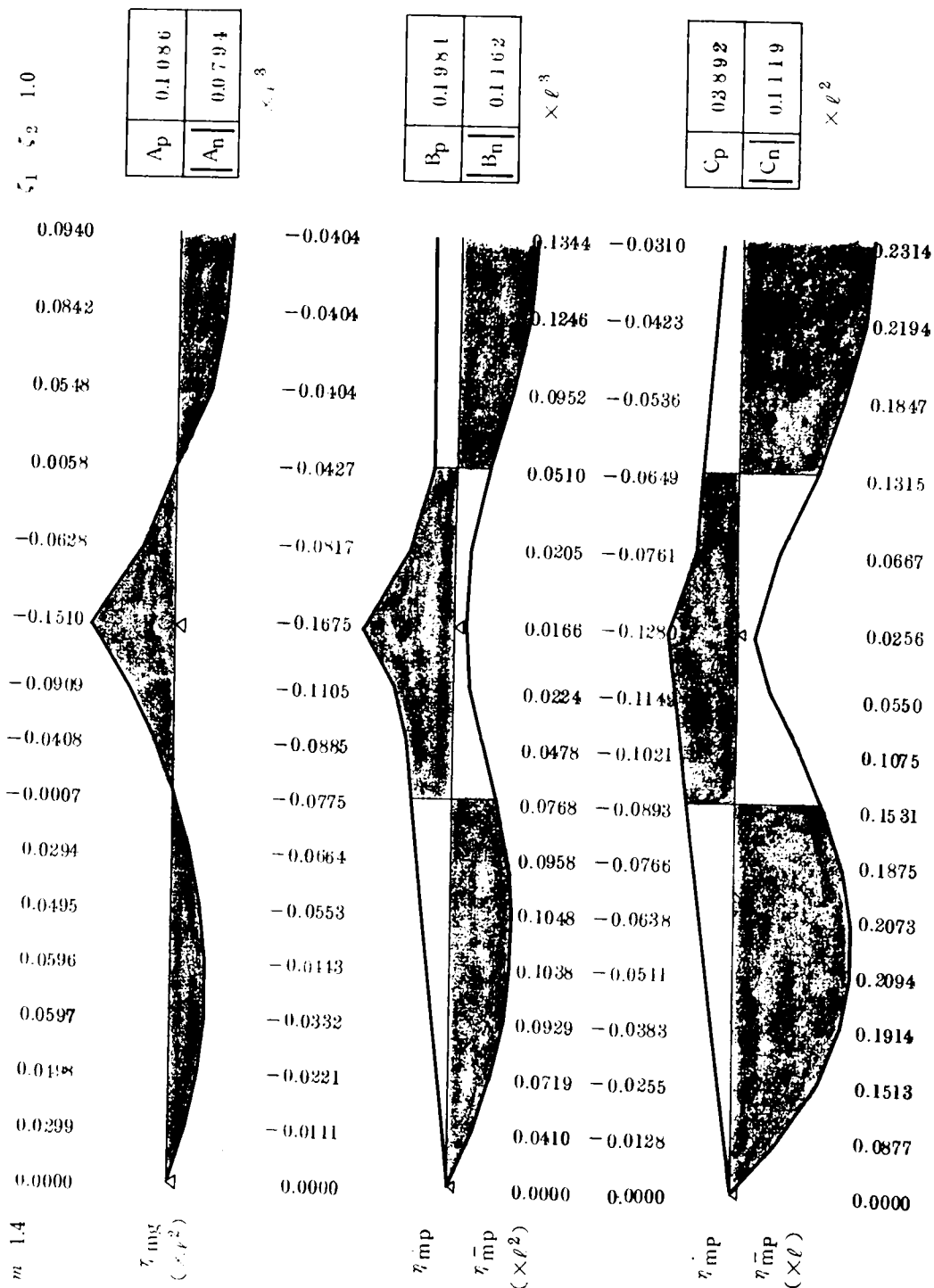
$\times \ell^3$



C_p	0.3116
C_n	0.0779

$\times \ell^2$





$$\zeta_1 = \zeta_2 = 1.0$$

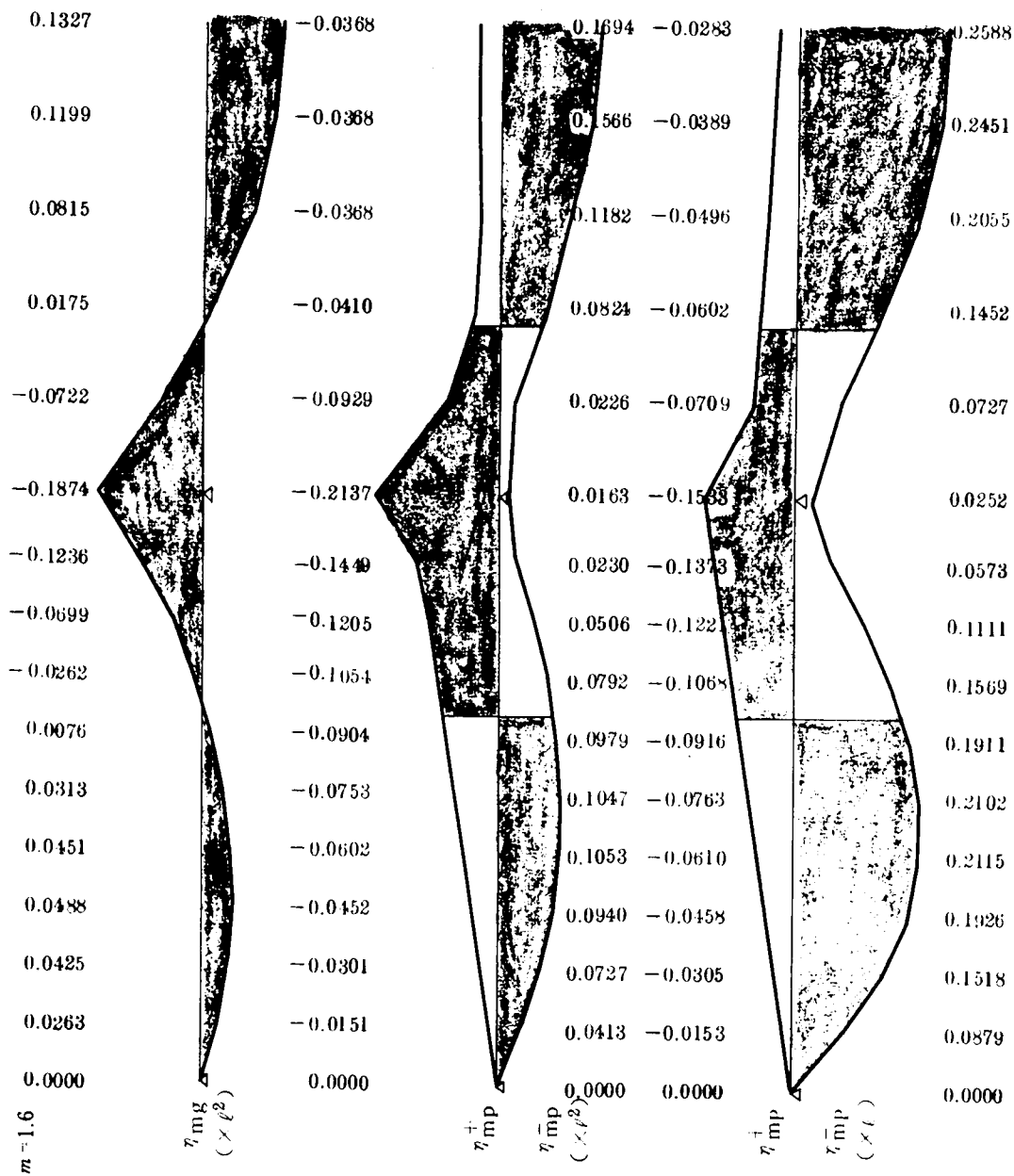
A _p	0.1289
A _n	0.1126

 $\times \ell^8$

B _p	0.2260
B _n	0.1672

 $\times \ell^8$

C _p	0.4178
C _n	0.1456

 $\times \ell^8$


$\zeta_1 \quad \zeta_2 \quad 1.0$

A _p	0.1593
A _n	0.1585

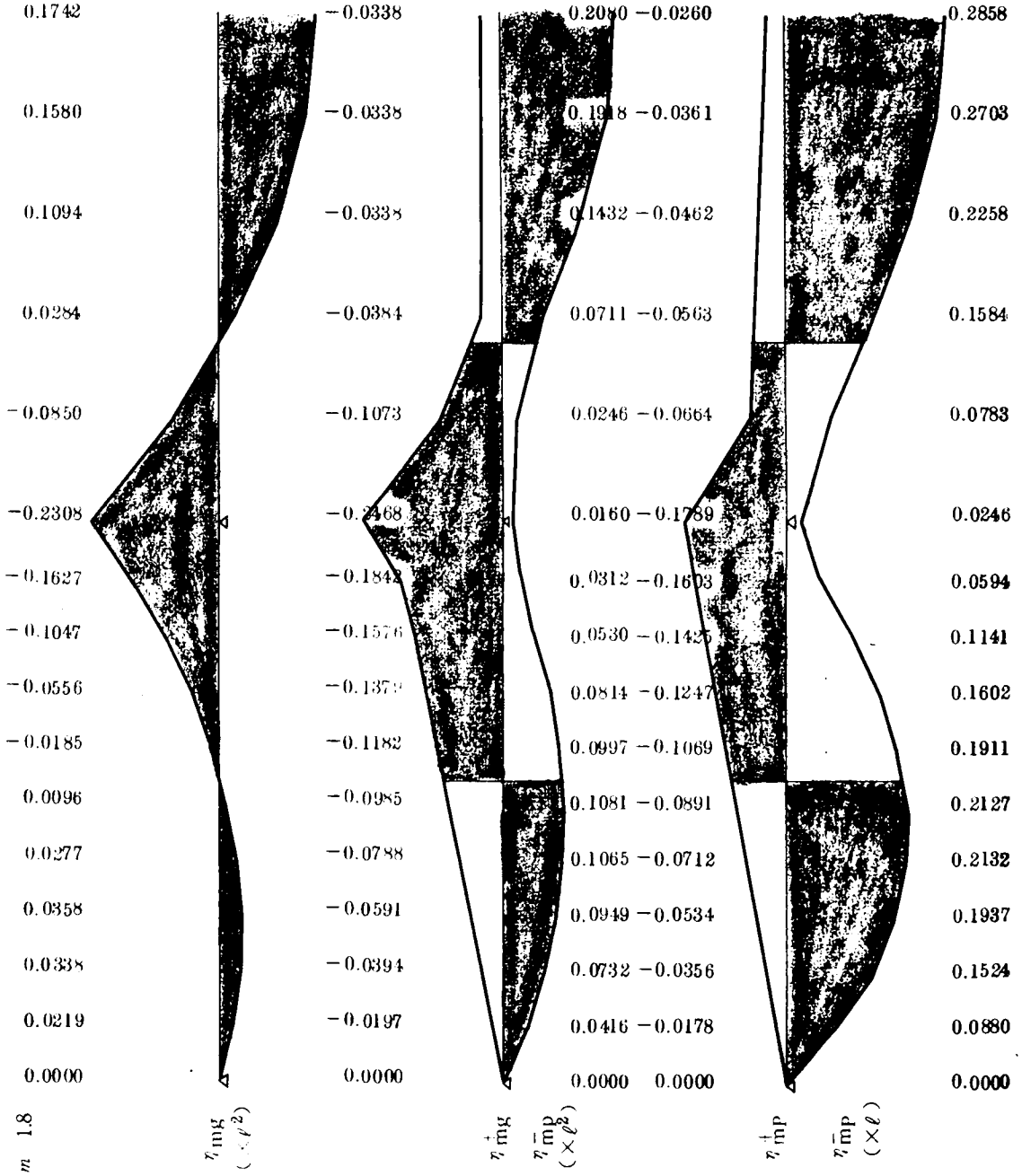
$\times \ell^3$

B _p	0.2596
B _n	0.2314

$\times \ell^3$

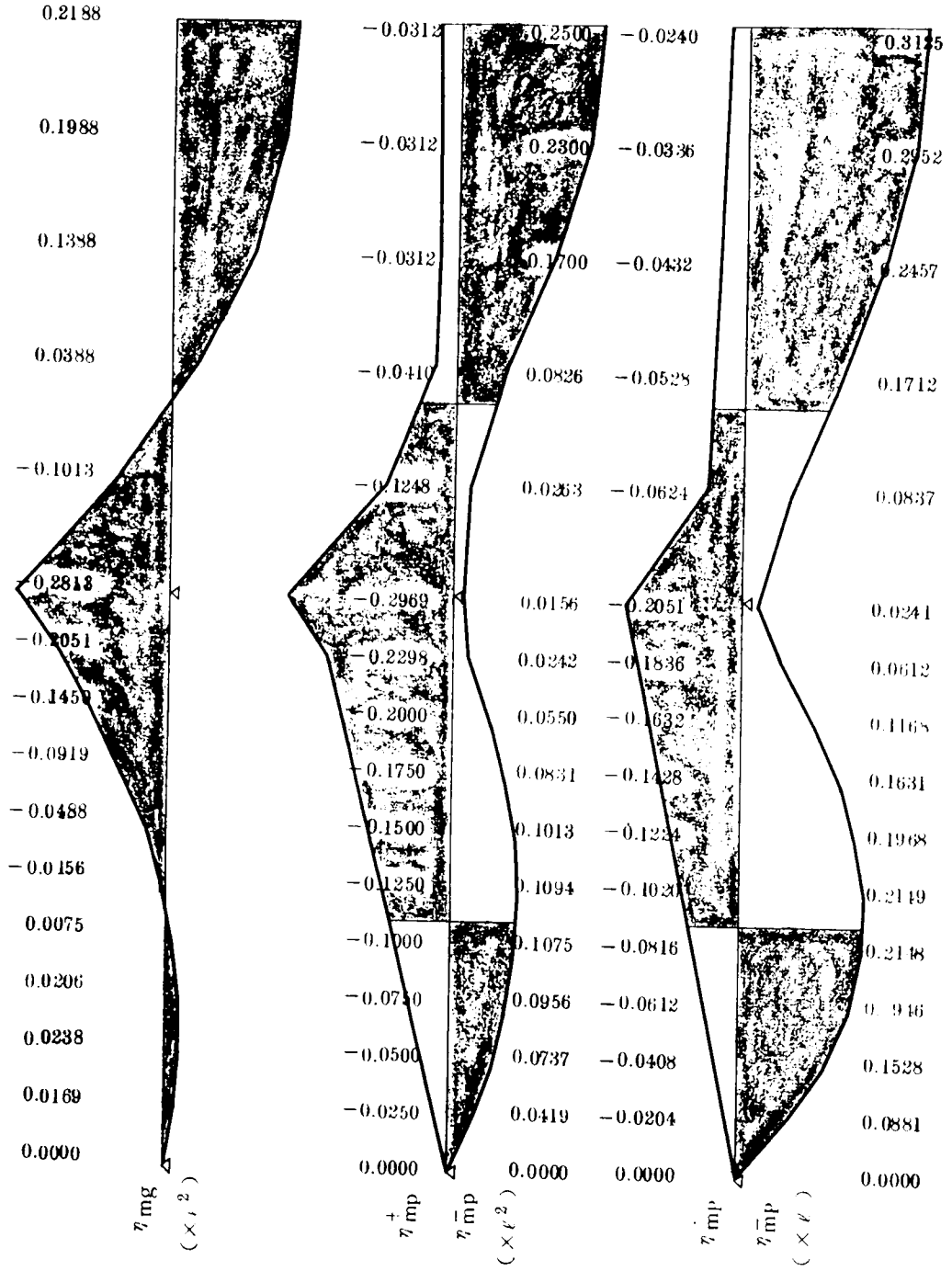
C _p	0.4401
C _n	0.1870

$\times \ell^2$



$m = 2.0$

$\zeta_1 = \zeta_2 = 1.0$



A_p	02023
A_n	02200

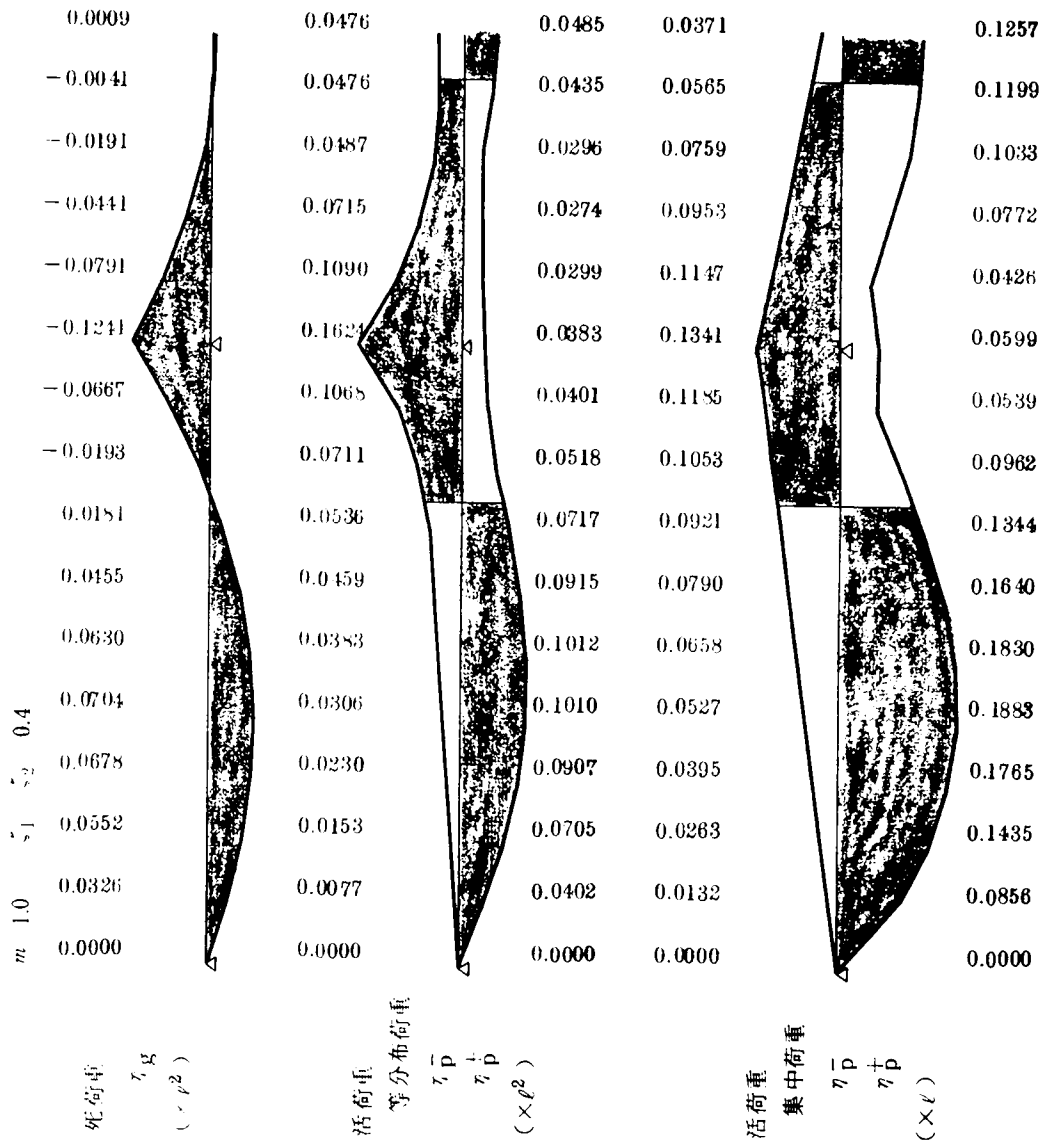
$\times l^3$

B_p	02967
B_n	03157

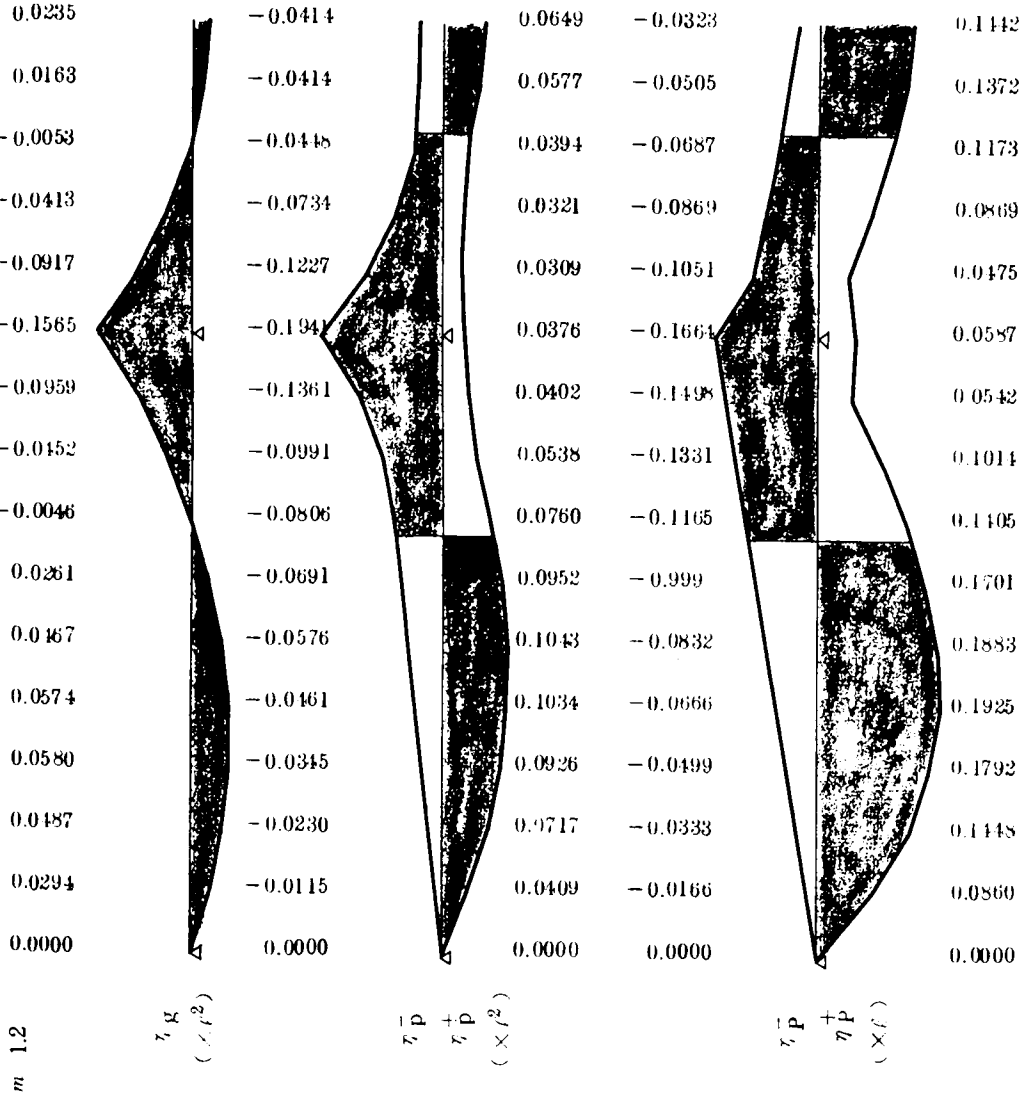
$\times l^3$

C_p	04573
C_n	02349

$\times l^2$



$\zeta_1, \zeta_2 = 0.4$



$\zeta_1 \zeta_2 = 0.4$

0.0465
0.0367
0.0073
-0.0417
-0.1103
-0.1955
-0.1337
-0.0788
-0.0340
0.0009
0.0257
0.0406
0.0454
0.0403
0.0252
0.0000

$m = 14$

A_p	0.12619 ℓ^3
A_n	0.16426 ℓ^3

$\tau_{\bar{p}}^{\pm}$
($\times \ell^2$)

-0.0367
-0.0367
-0.0422
-0.0784
-0.1420
-0.1955
-0.1738
-0.1343
-0.1133
-0.0971
-0.0809
-0.0647
-0.0486
-0.0324
-0.0163
0.0000

B_p	0.37100 ℓ^3
B_n	0.27128 ℓ^3

$\tau_{\bar{p}}^{\pm}$
($\times \ell^2$)

0.0831 -0.0286
0.0733 -0.0458
0.0495 -0.0629
0.0367 -0.0800
0.0317 -0.1178
0.0366 -0.2021
0.0401 -0.1818
0.0555 -0.1616
0.0793 -0.1414
0.0980 -0.1212
0.1067 -0.1010
0.1053 -0.0808
0.0940 -0.0606
0.0767 -0.0404
0.0413 -0.0202
0.0000 0.0000

C_p	0.73930 ℓ^2
C_n	0.27997 ℓ^2

$\tau_{\bar{p}}^{\pm}$
($\times \ell$)

0.1622
0.1539
0.1308
0.0959
0.0520
0.0571
0.0568
0.1056
0.1455
0.1752
0.1928
0.1959
0.1814
0.1460
0.0863
0.0000

$s_1 \quad s_2 \quad 0.4$

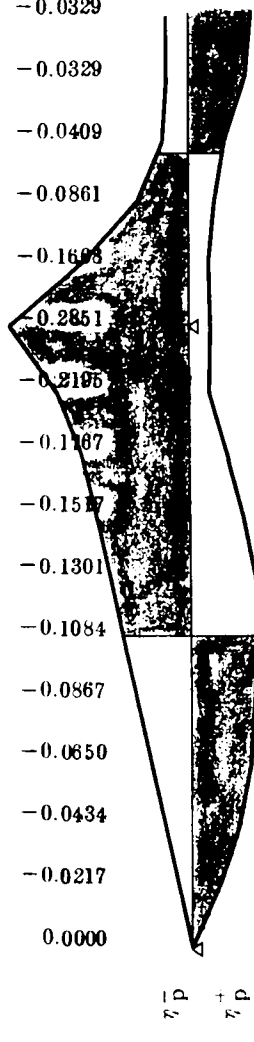
$m \quad 1.6$

0.0703
0.0575
0.0191
-0.0449
-0.1345
-0.2497
-0.1797
-0.1197
-0.0698
-0.0298
0.0002
0.0201
0.0301
0.0301
0.0200
0.0000



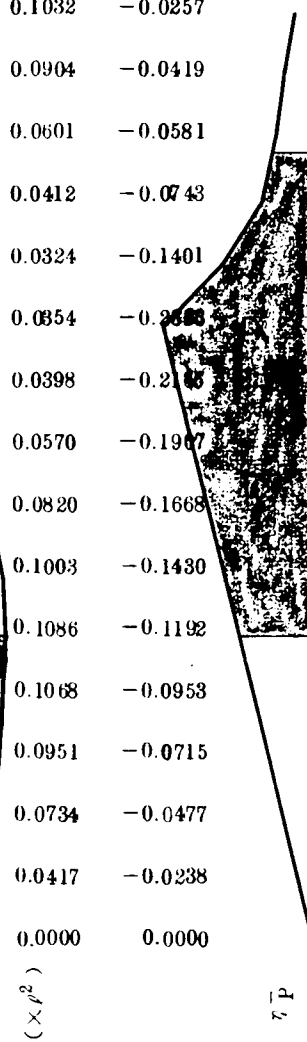
A_p	0.12531 ℓ^3
A_n	0.23994 ρ^3

-0.0329
-0.0329
-0.0409
-0.0861
-0.1693
-0.2851
-0.2195
-0.1187
-0.1517
-0.1301
-0.1084
-0.0867
-0.0650
-0.0434
-0.0217
0.0000



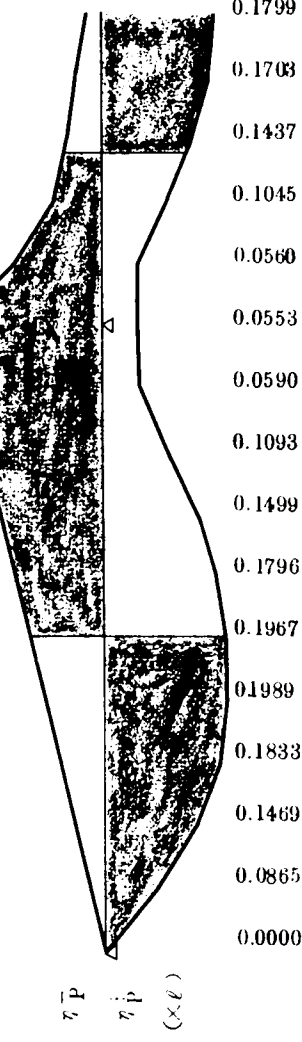
B_p	0.41567 ℓ^8
B_n	0.38995 ℓ^8

0.1032
0.0904
0.0601
0.0412
0.0324
0.0354
0.0398
0.0570
0.0820
0.1003
0.1086
0.1068
0.0951
0.0734
0.0417
0.0000



C_p	0.80734 ℓ^3
C_n	0.37634 ρ^3

-0.0257
-0.0419
-0.0581
-0.0743
-0.1401
-0.2603
-0.2145
-0.1967
-0.1668
-0.1430
-0.1192
-0.0953
-0.0715
-0.0477
-0.0238
0.0000



0.1799
0.1703
0.1437
0.1045
0.0560
0.0553
0.0590
0.1093
0.1499
0.1796
0.1967
0.1989
0.1833
0.1469
0.0865
0.0000

$\zeta_1 \quad \zeta_2 = 0.4$

0.0953
0.0791
0.0305
-0.0505
-0.1639
-0.3097
-0.2337
-0.1678
-0.1118
-0.0658
-0.0299
-0.0039
0.0121
0.0181
0.0140
0.0000

$m \quad 1.8$

A_p	0.14599 ℓ^3
$ A_n $	0.34614 ℓ^3

τ_g
($\times \ell^2$)

-0.0298
-0.0298
-0.0406
-0.0984
-0.1968
-0.3440
-0.2732
-0.2260
-0.1959
-0.1679
-0.1400
-0.1139
-0.0840
-0.0560
-0.0280
0.0000

$\tau_{\bar{p}}$
 τ_p^+
($\times \ell^2$)

B_p	0.50472 ℓ^3
$ B_n $	0.55646 ℓ^3

0.1251
0.1089
0.0711
0.0459
0.0329
0.0343
0.0395
0.0582
0.0841
0.1021
0.1101
0.1081
0.0961
0.0740
0.0420
0.0000

$\tau_{\bar{p}}$
 τ_p^+
($\times \ell$)

C_p	0.94448 ℓ^2
$ C_n $	0.49982 ℓ^2

-0.0233
-0.0386
-0.0540
-0.0726
-0.1626
-0.2751
-0.2476
-0.2201
-0.1926
-0.1651
-0.1376
-0.1101
-0.0825
-0.0550
-0.0275
0.0000

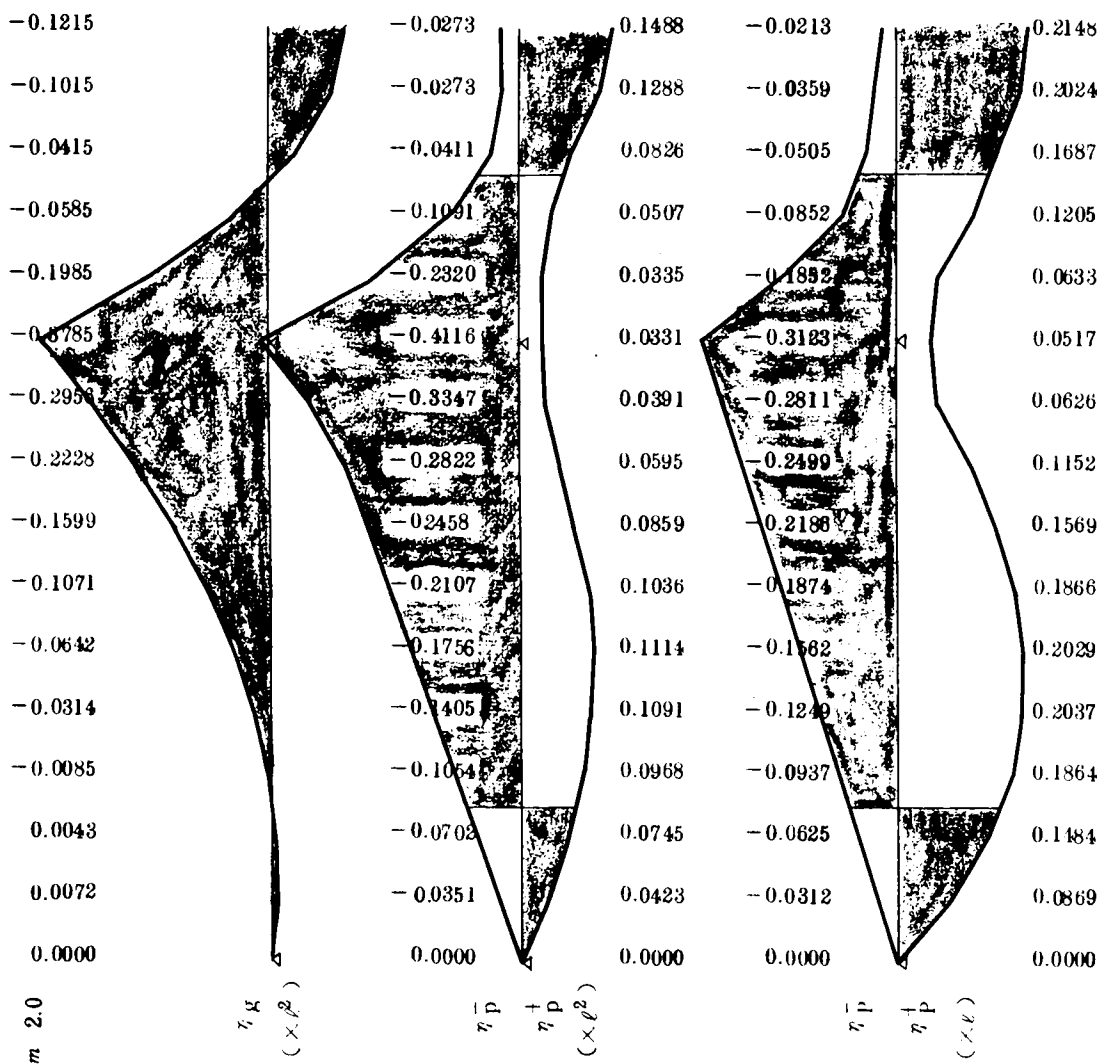
0.1974
0.1865
0.1564
0.1126
0.0598
0.0535
0.0610
0.1124
0.1536
0.1833
0.2000
0.2014
0.1850
0.1477
0.0867
0.0000

$\zeta_1 \quad \zeta_2 \quad 0.4$

A_p	0.18604 ℓ^8
$ A_n $	0.48741 ℓ^8

B_p	0.56188 ℓ^3
$ B_n $	0.76743 ℓ^8

C_p	1.00973 ℓ^2
$ C_n $	0.64636 ℓ^2

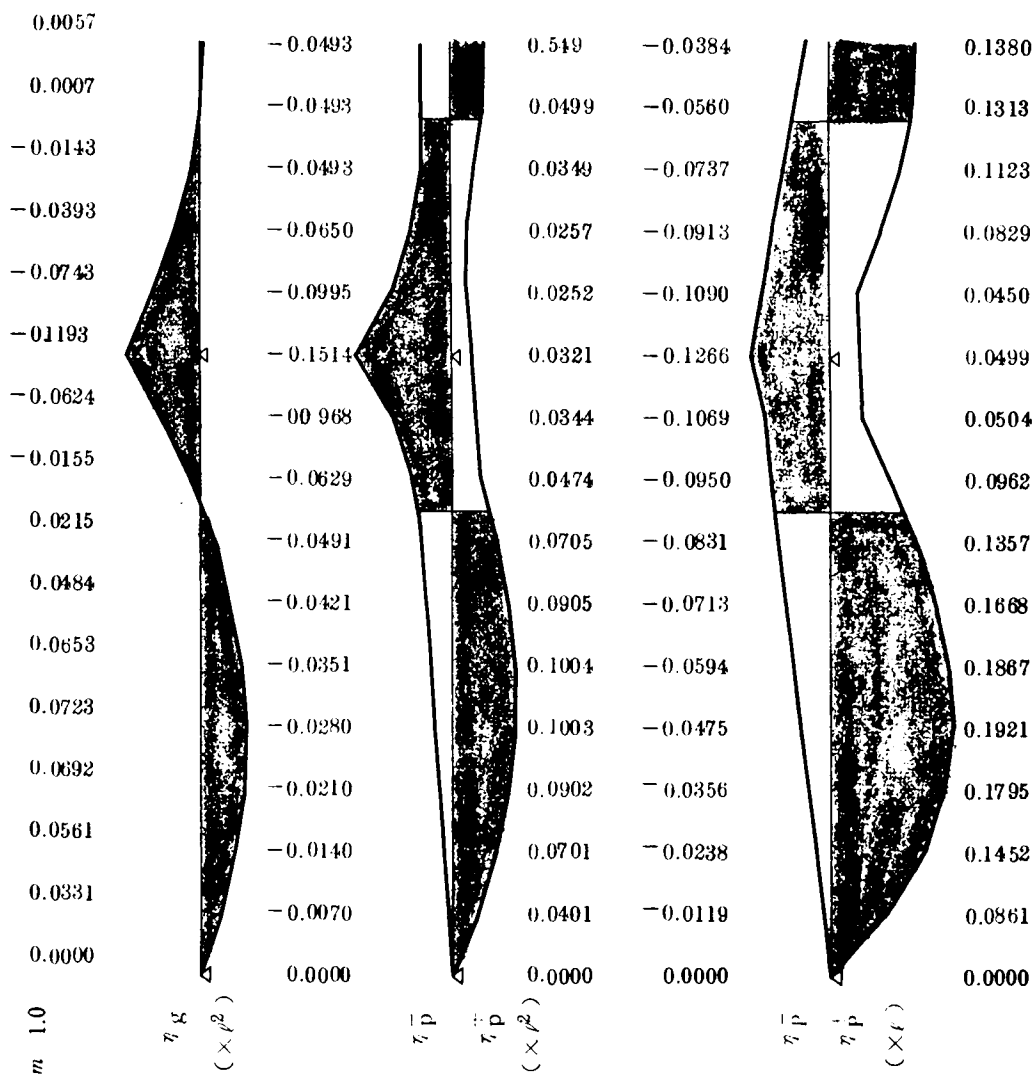


$\zeta_1 \quad \zeta_2 \quad 0.5$

A_p	0.12602 ℓ^3
$ A_n $	0.07482 ℓ^3

B_p	0.26452 ℓ^3
$ B_n $	0.13416 ℓ^3

C_p	0.55372 ℓ^2
$ C_n $	0.15820 ℓ^2

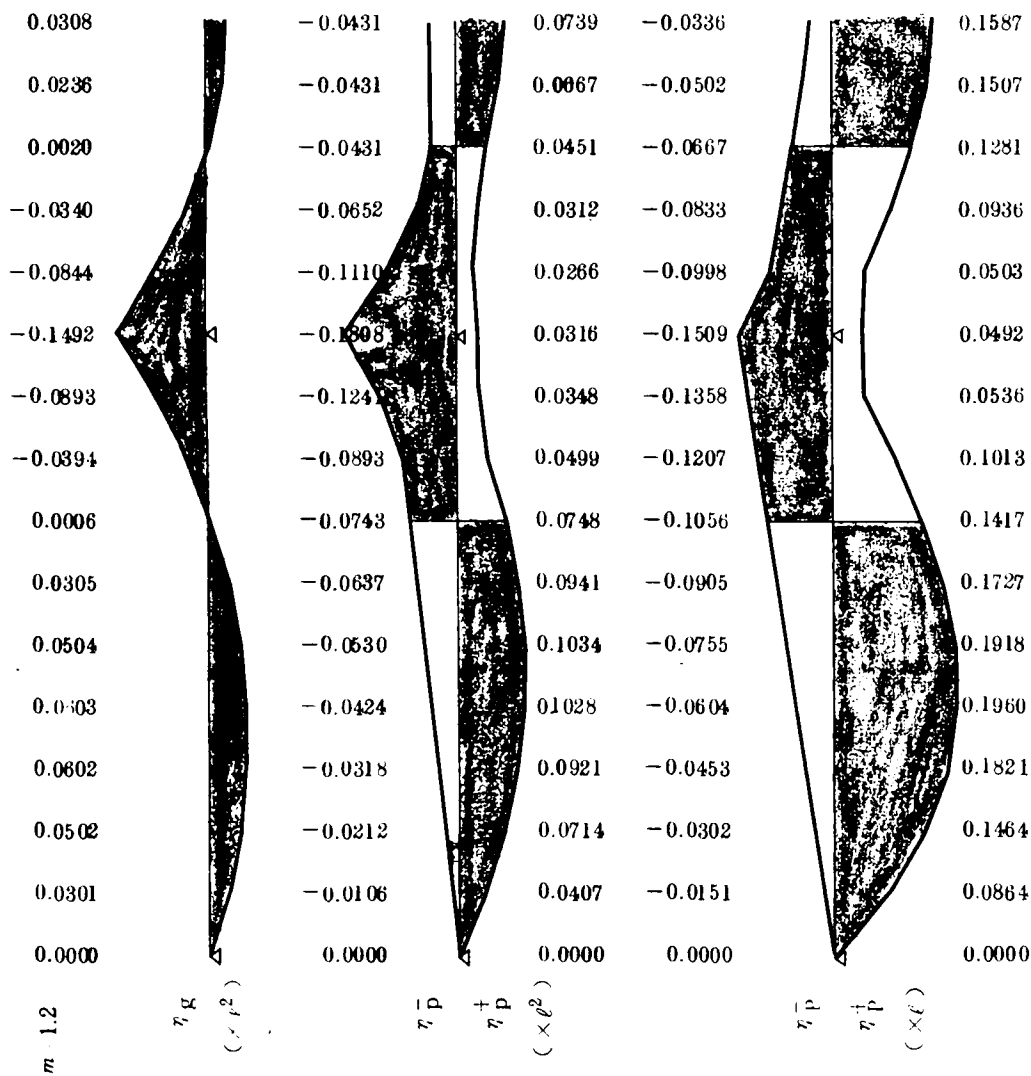


$$\zeta_1 = \zeta_2 = 0.5$$

A_p	0.11800 ℓ^3
$ A_n $	0.09840 ℓ^3

B_p	0.29064 ℓ^3
$ B_n $	0.16188 ℓ^3

C_p	0.60008 ℓ^2
$ C_n $	0.17702 ℓ^2

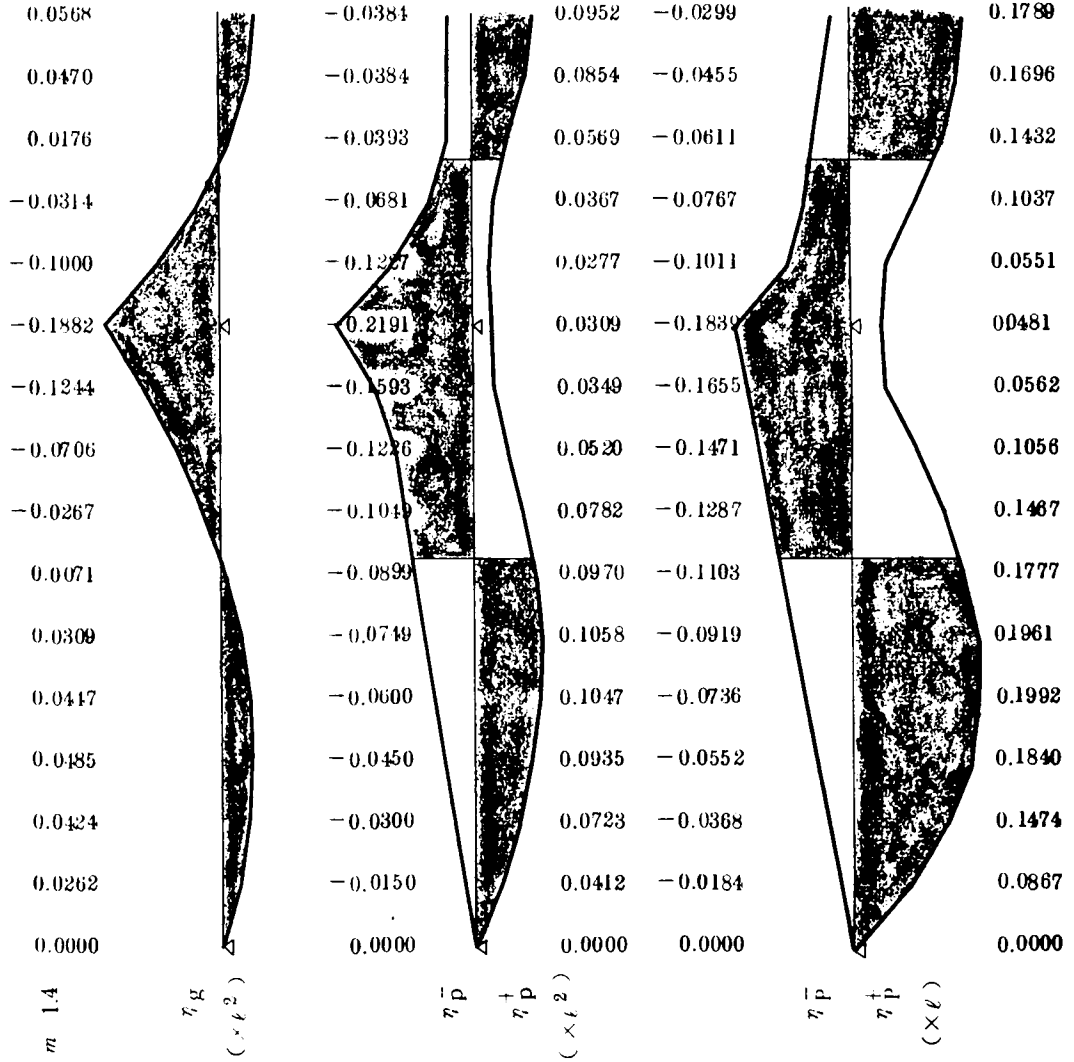


$\zeta_1 \quad \zeta_2 \quad 0.5$

A_p	0.11822 ℓ^3
$ A_n $	0.14073 ℓ^3

B_p	0.33153 ℓ^3
$ B_n $	0.22593 ℓ^3

C_p	0.66898 ℓ^2
$ C_n $	0.22897 ℓ^2



$$\zeta_1 = \zeta_2 = 0.5$$

$$m = 1.6$$

A_p	0.12874 ℓ^3
$ A_n $	0.20423 ℓ^3

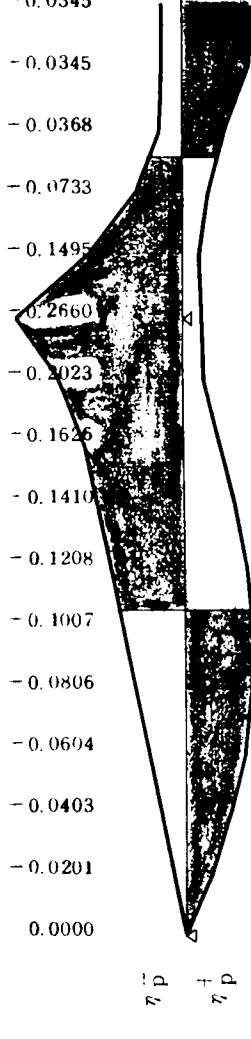
B_p	0.37948 ℓ^3
$ B_n $	0.32404 ℓ^3

C_p	0.73945 ℓ^2
$ C_n $	0.30846 ℓ^2

+ 0.0841
+ 0.0713
+ 0.0329
- 0.0311
- 0.1207
- 0.2359
- 0.1674
- 0.1088
- 0.0602
- 0.0216
0.0070
0.0256
0.0342
0.0328
0.0214
0.0000



- 0.0345
- 0.0345
- 0.0368
- 0.0733
- 0.1495
- 0.2660
- 0.2023
- 0.1626
- 0.1410
- 0.1208
- 0.1007
- 0.0806
- 0.0604
- 0.0403
- 0.0201
0.0000



0.1186 0.0269
0.1058 0.0416
0.0696 0.0564
0.0422 0.0711
0.0287 0.1212
0.0300 0.2175
0.0349 0.1458
0.0539 0.1740
0.0808 0.1523
0.0993 0.1305
0.1077 0.1088
0.1062 0.0870
0.0946 0.0653
0.0731 0.0435
0.0416 0.0218
0.0000 0.0000



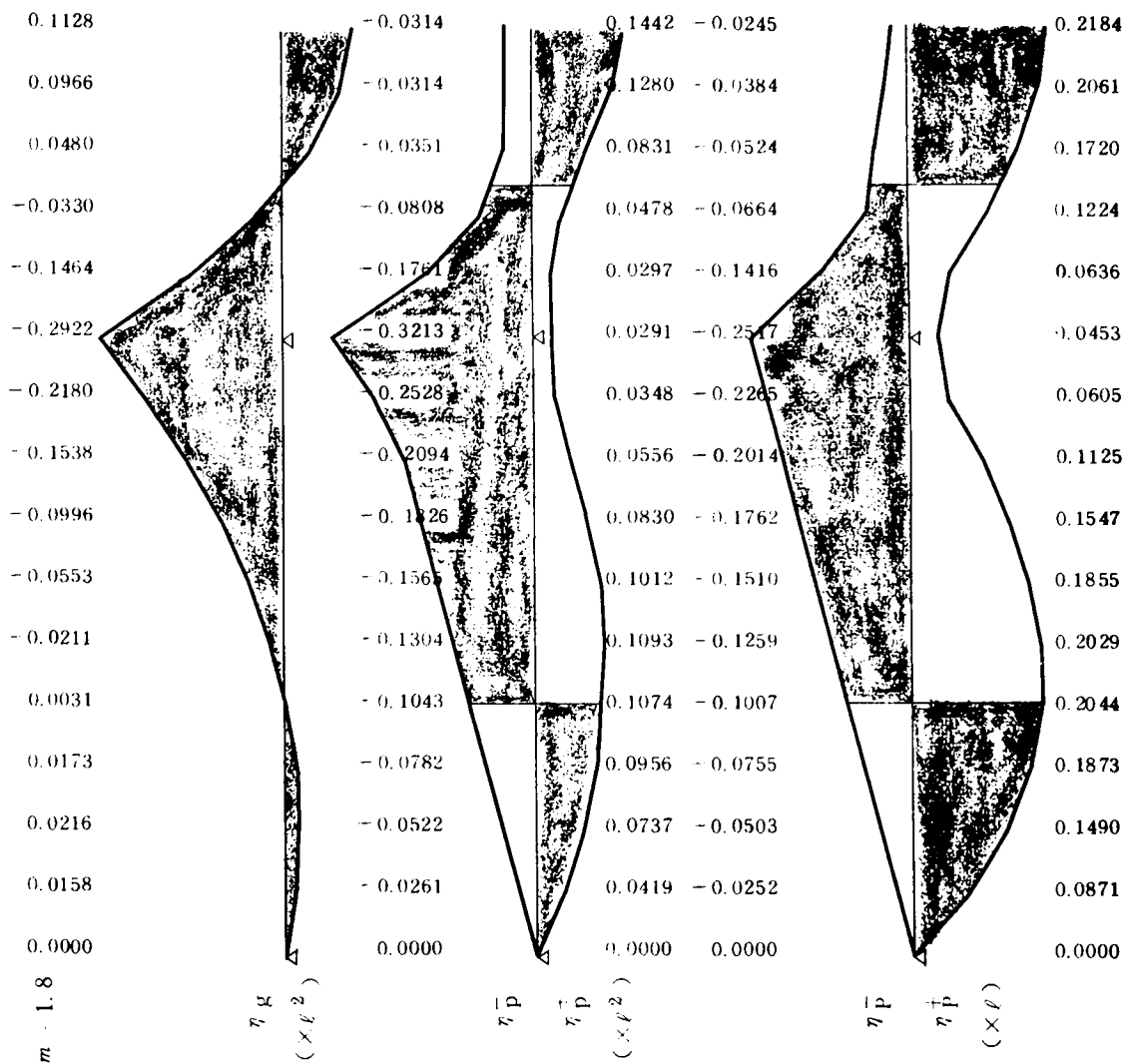
0.1988
0.1880
0.1578
0.1132
0.0595
0.0467
0.0585
0.1093
0.1510
0.1819
0.1997
0.2020
0.1858
0.1483
0.0869
0.0000

$\zeta_1 \quad \zeta_2 \quad 0.5$

A_p	0.15325 ℓ^3
A_n	0.29305 ℓ^3

B_p	0.43293 ℓ^3
B_n	0.45975 ℓ^3

C_p	0.80818 ℓ^2
C_n	0.40673 ℓ^2

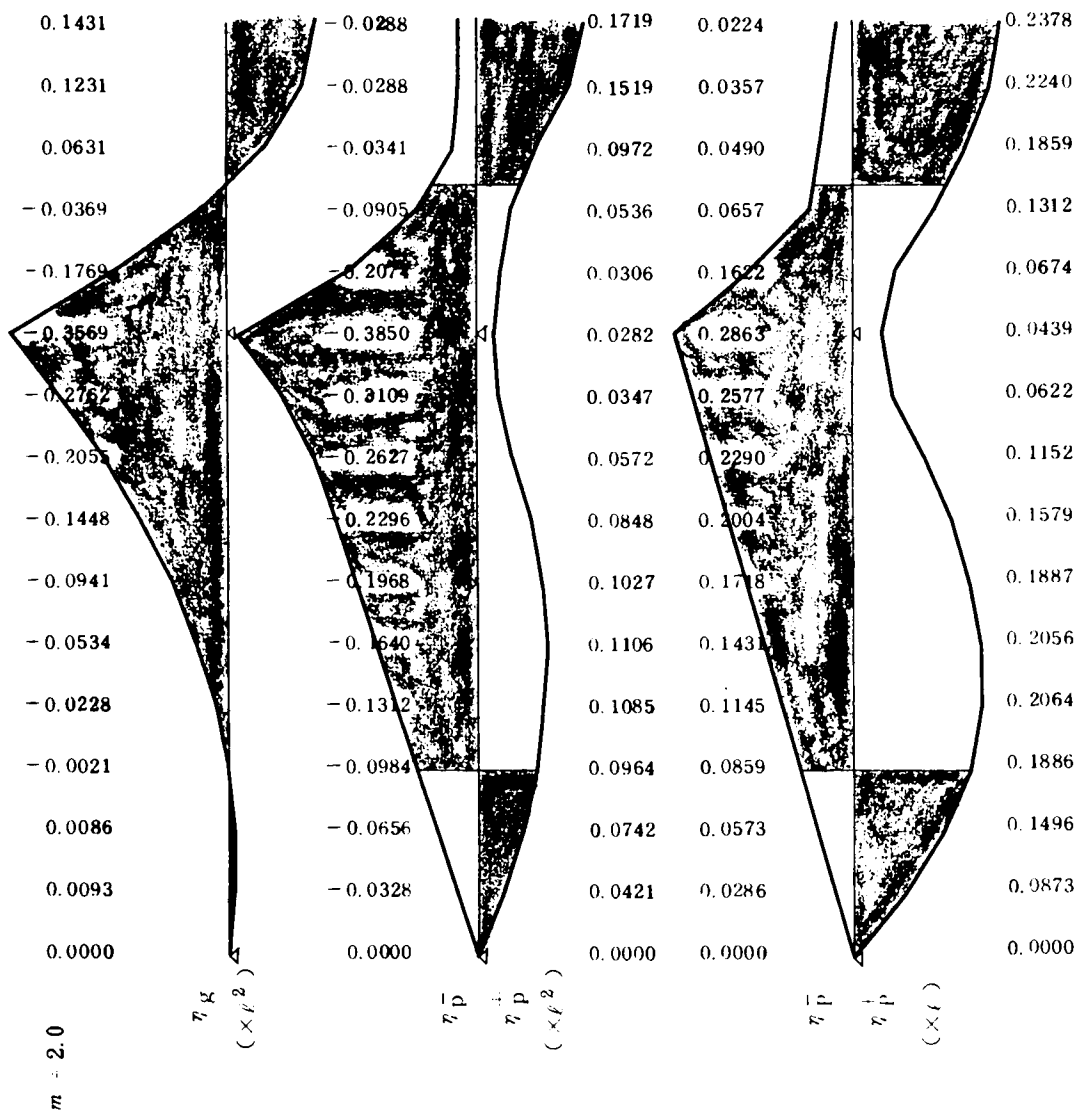


$\zeta_1 = \zeta_2 = 0.5$

A_p	$0.19497 \ell^3$
A_n	$0.41089 \ell^3$

B_p	$0.52916 \ell^3$
B_n	$0.63401 \ell^3$

C_p	$0.94429 \ell^2$
C_n	$0.52077 \ell^2$

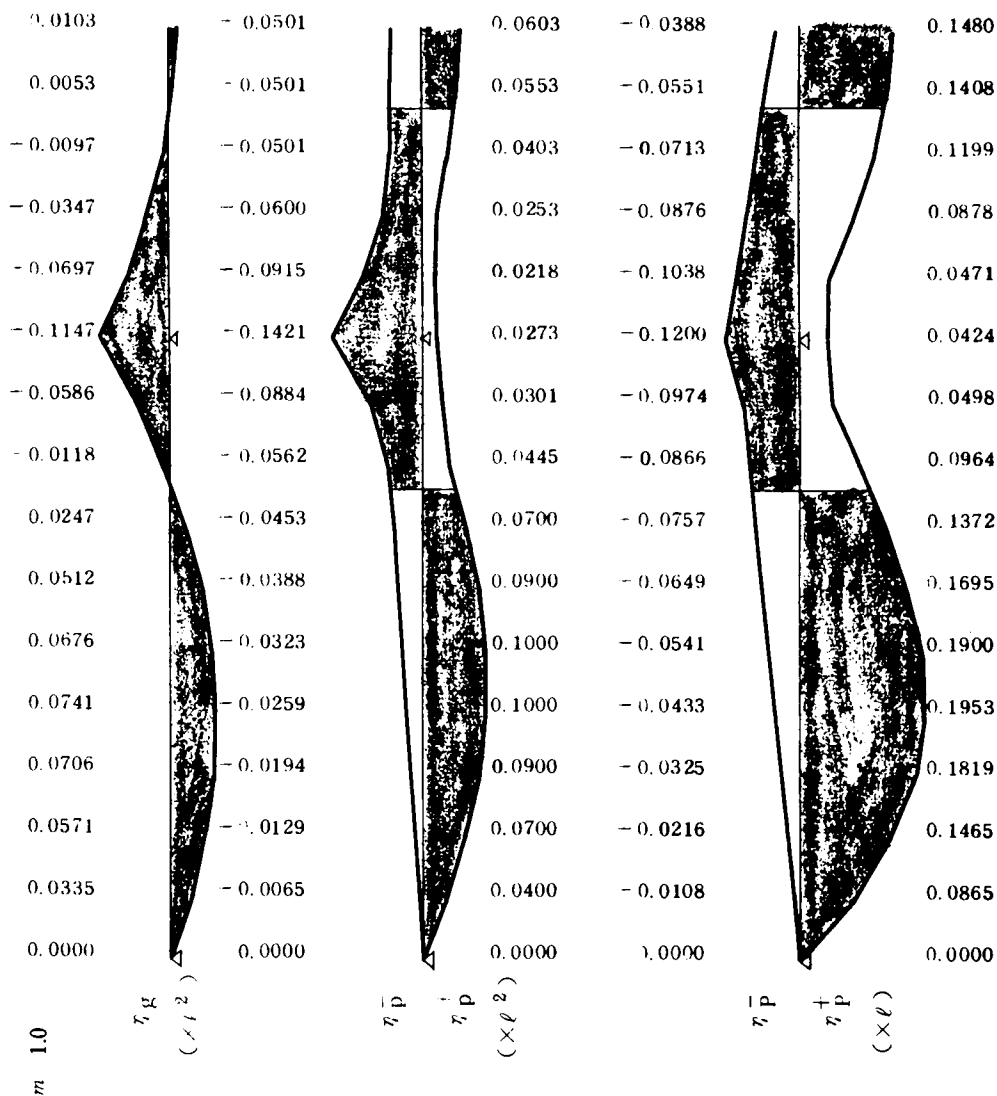


$\zeta_1 \quad \zeta_2 \quad 0.6$

A_p	0.11535 ℓ^3
A_n	0.06538 ℓ^3

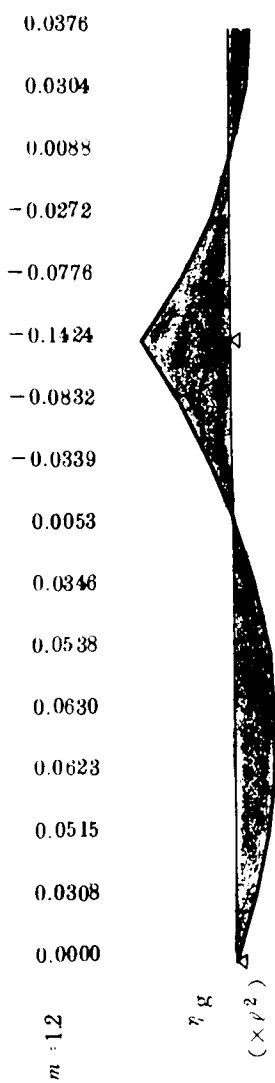
B_p	0.23559 ℓ^3
B_n	0.11289 ℓ^3

C_p	0.50192 ℓ^2
C_n	0.13274 ℓ^2

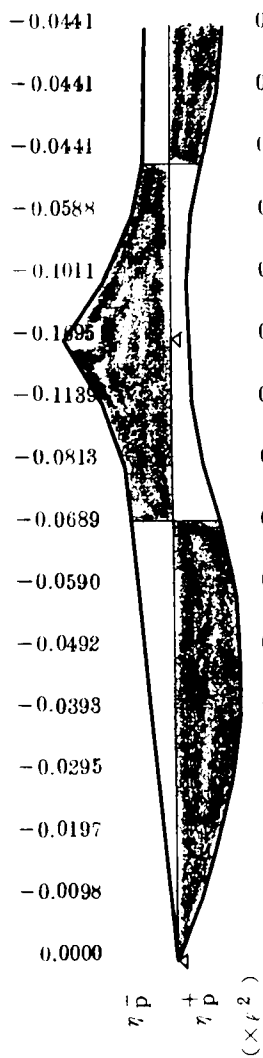


$\zeta_1 \quad \zeta_2 \quad 0.6$

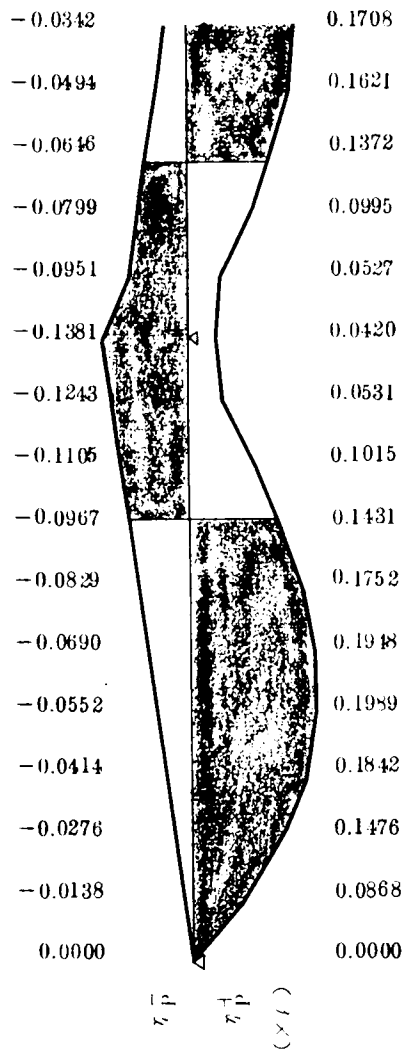
A_p	0.11225 ρ^3
A_n	0.08608 ρ^3



B_p	0.26207 ρ^3
B_n	0.13801 ρ^3



C_p	0.54661 ρ^2
C_n	0.14954 ρ^2

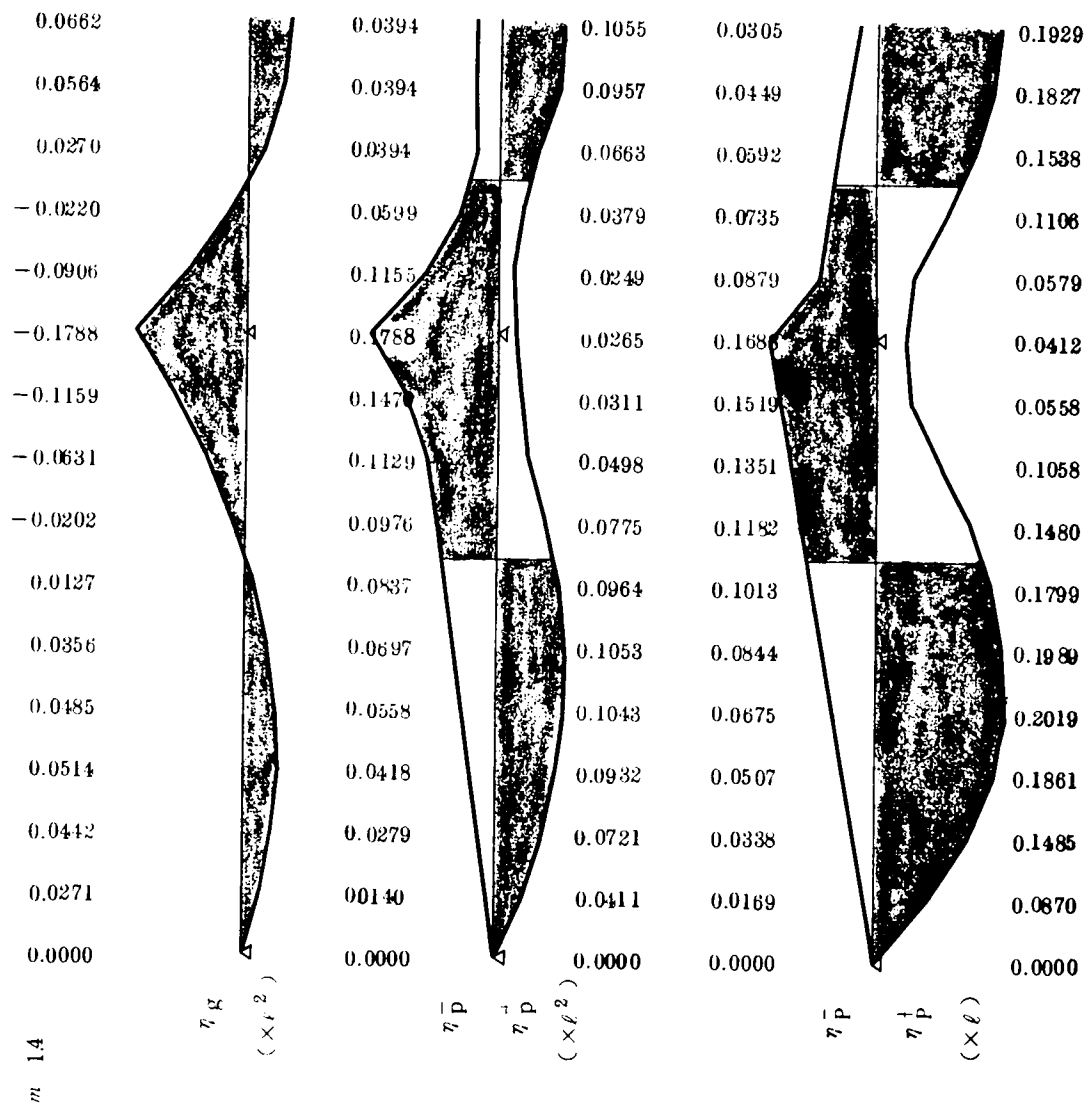


$\zeta_1 \quad \zeta_2 \quad 0.6$

A_p	0.11670 ℓ^3
$ A_n $	0.12233 ℓ^3

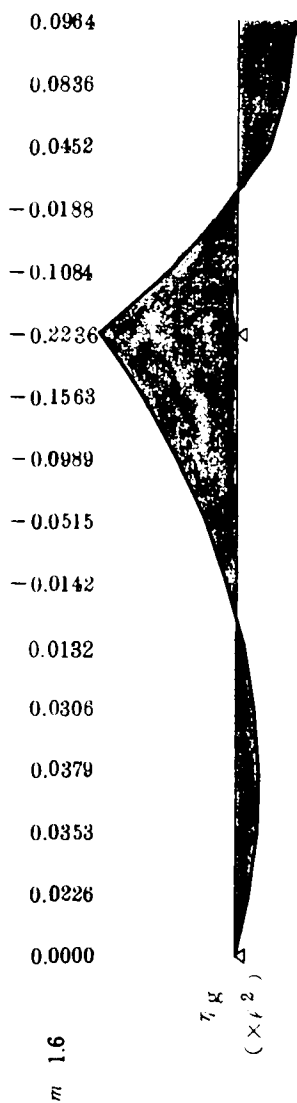
B_p	0.30363 ℓ^3
$ B_n $	0.19206 ℓ^3

C_p	0.61469 ℓ^2
$ C_n $	0.19111 ℓ^2

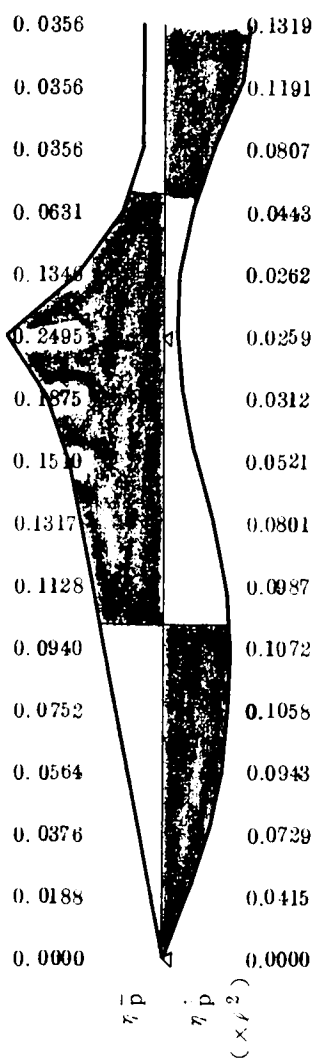


$\zeta_1 \quad \zeta_2 = 0.6$

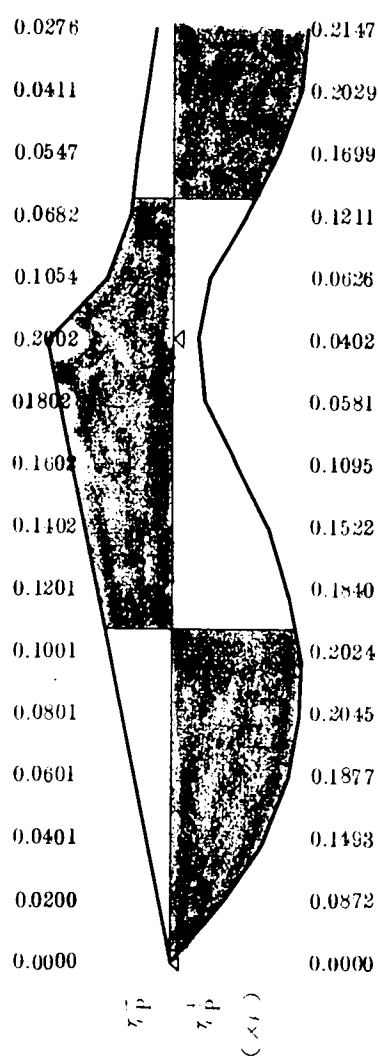
A_p	0.13085 ℓ^3
A_n	0.17655 ℓ^3



B_p	0.35281 ℓ^3
B_n	0.27464 ℓ^3

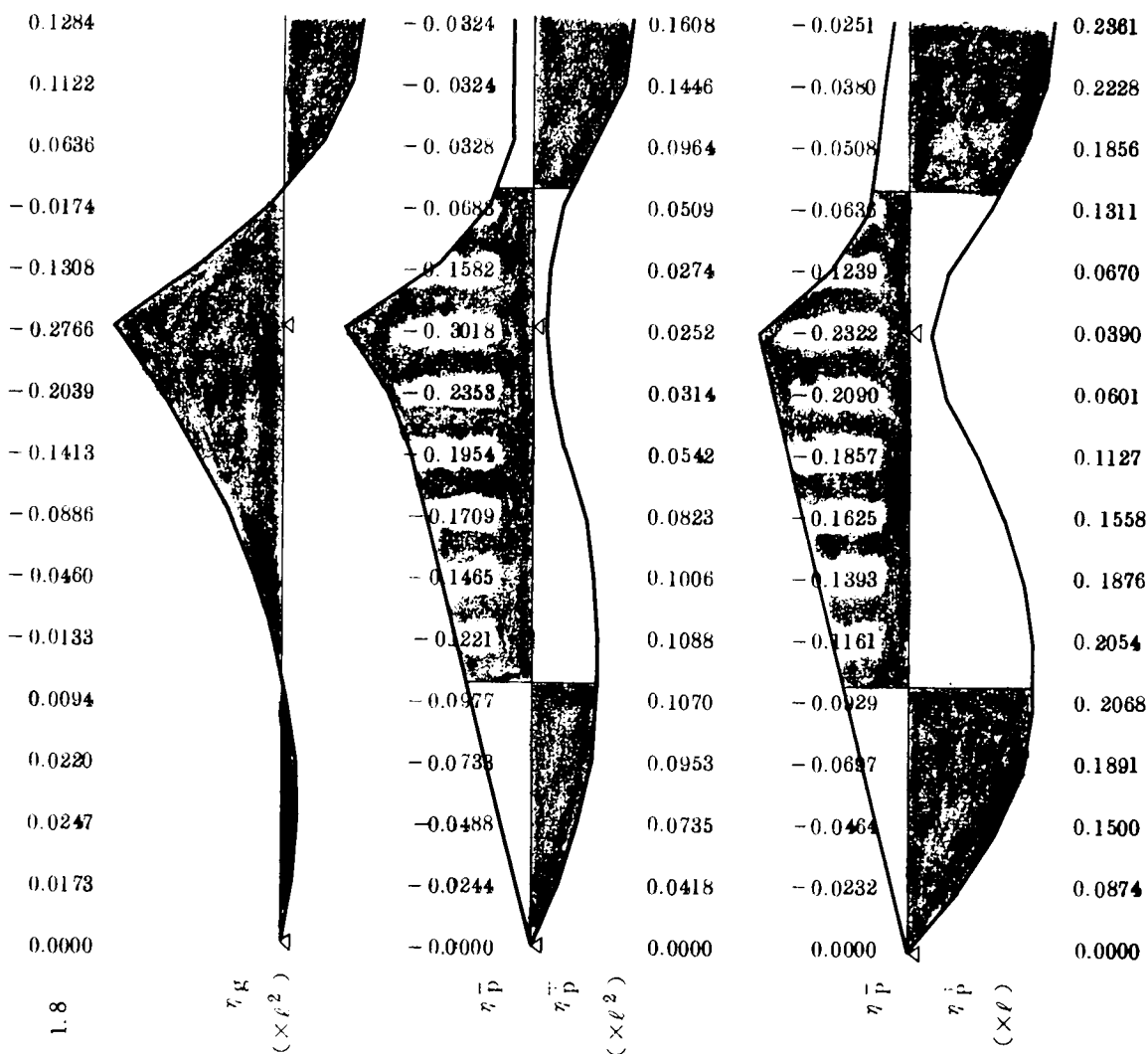


C_p	0.68620 ℓ^2
C_n	0.25751 ℓ^2



$\zeta_1 \quad \zeta_2 \quad 0.6$

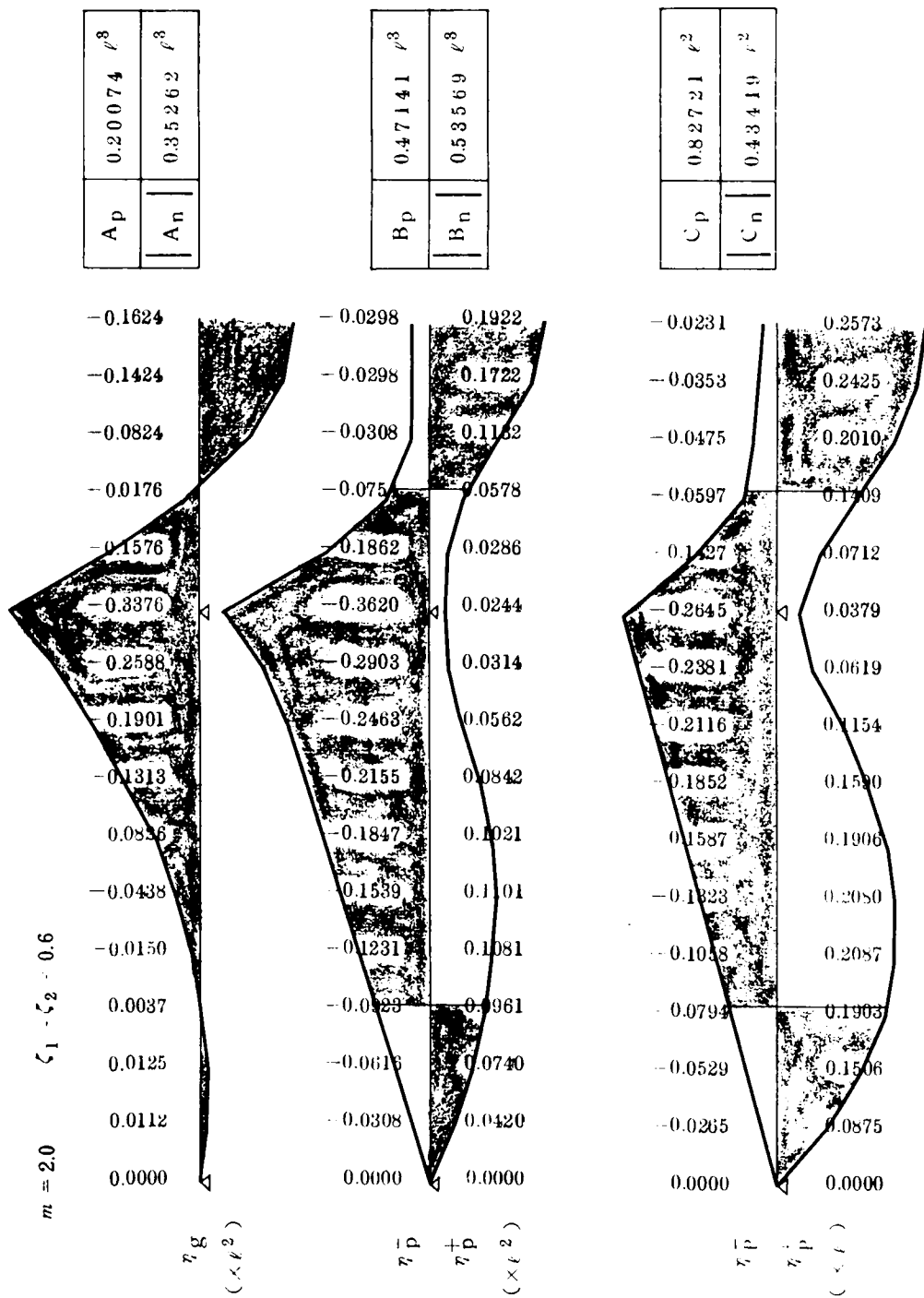
$m \quad 1.8$



A_p	0.15790 ℓ^3
A_n	0.25223 ℓ^3

B_p	0.40834 ℓ^3
B_n	0.38921 ℓ^3

C_p	0.75694 ℓ^2
C_n	0.34015 ℓ^2

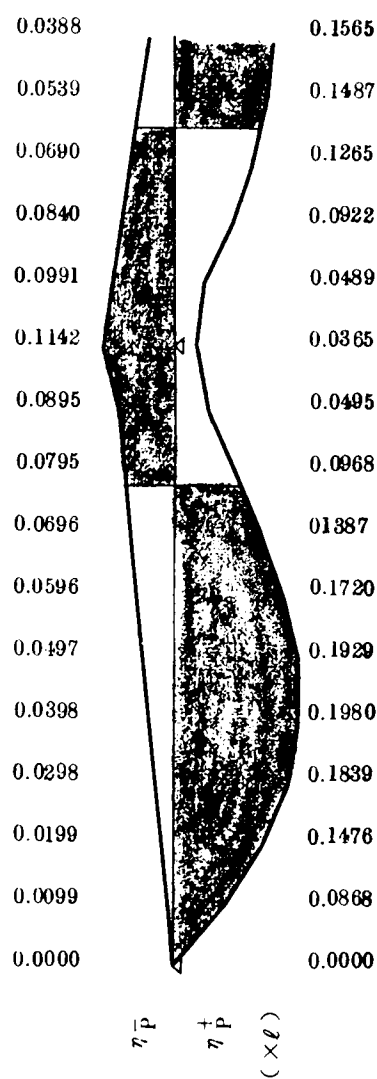
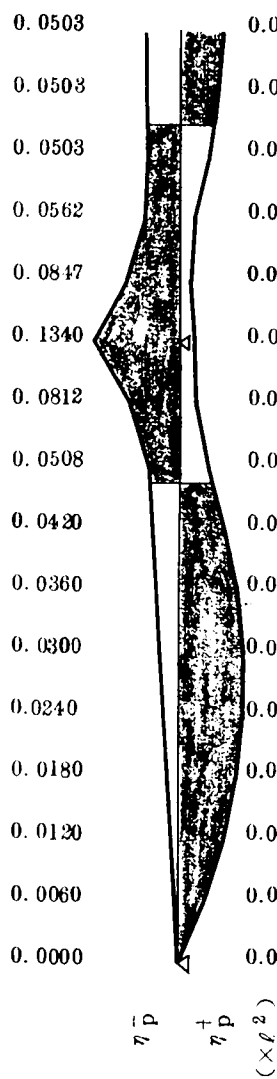
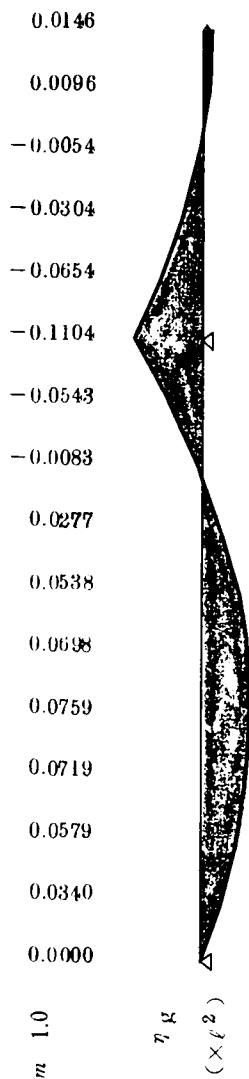


$\zeta_1 = \zeta_2 = 0.7$

A p	0.1 0 7 4 7 ℓ^3
A n	0.0 5 7 5 8 ℓ^3

B p	0.2 1 3 4 6 ℓ^3
B n	0.0 9 6 5 5 ℓ^3

C p	0.4 6 0 9 1 ℓ^2
C n	0.1 1 3 0 7 ℓ^2

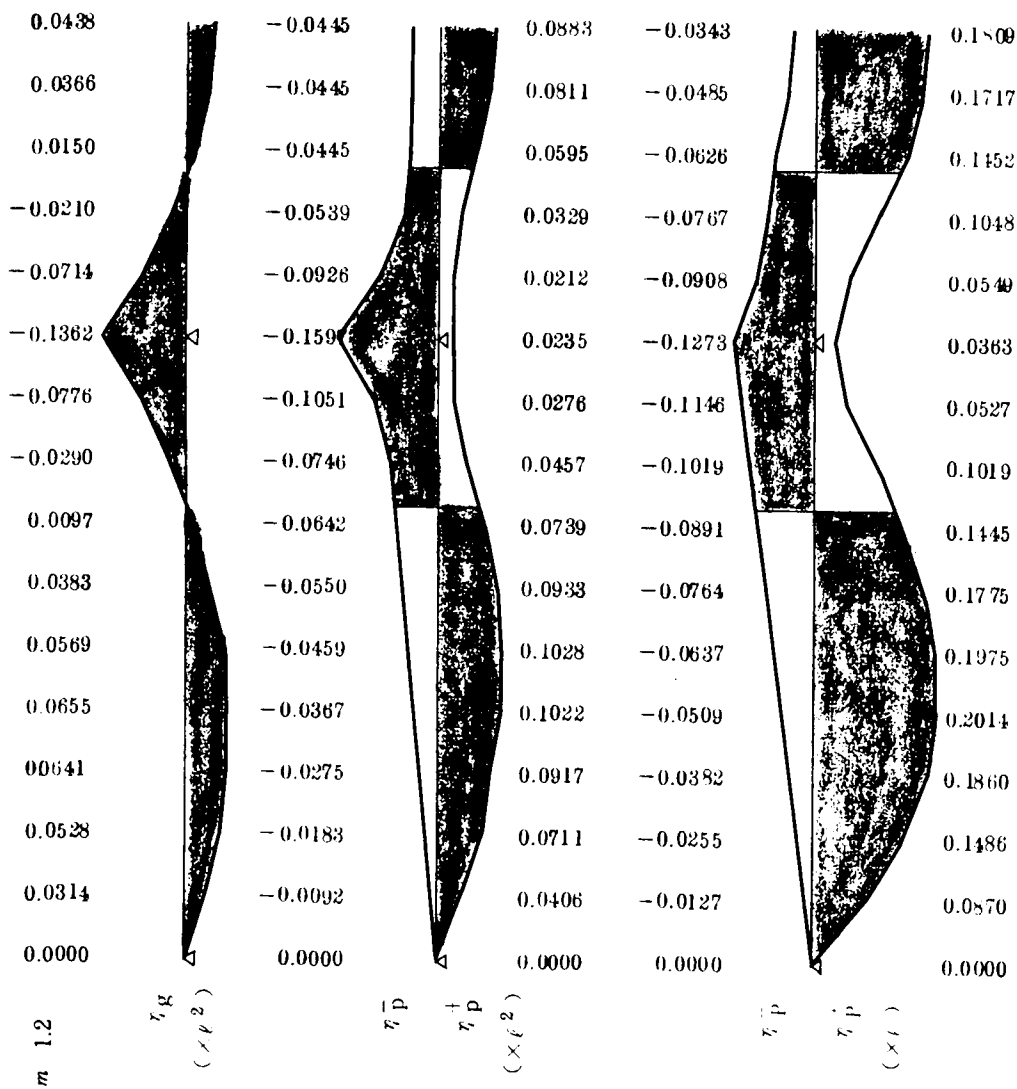


$\zeta_1 = \zeta_2 = 0.7$

A_p	0.10781 ℓ^3
A_n	0.07616 ℓ^3

B_p	0.23985 ℓ^3
B_n	0.11944 ℓ^3

C_p	0.50388 ℓ^2
C_n	0.12840 ℓ^2

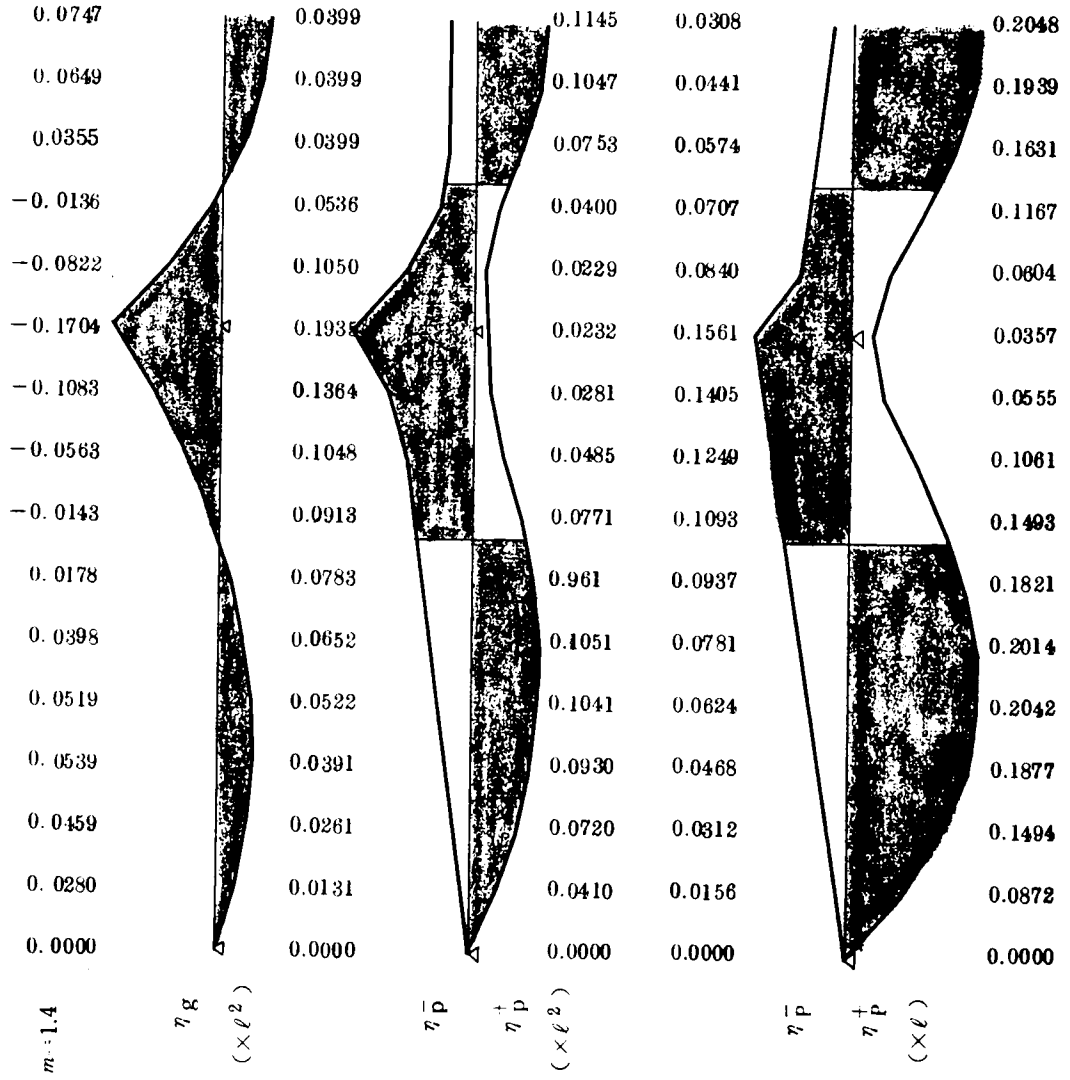


$\zeta_1 = \zeta_2 = 0.7$

A_p	0.11524 ℓ^3
$ A_n $	0.10764 ℓ^3

B_p	0.28173 ℓ^3
$ B_n $	0.16577 ℓ^3

C_p	0.57096 ℓ^2
$ C_n $	0.16399 ℓ^2

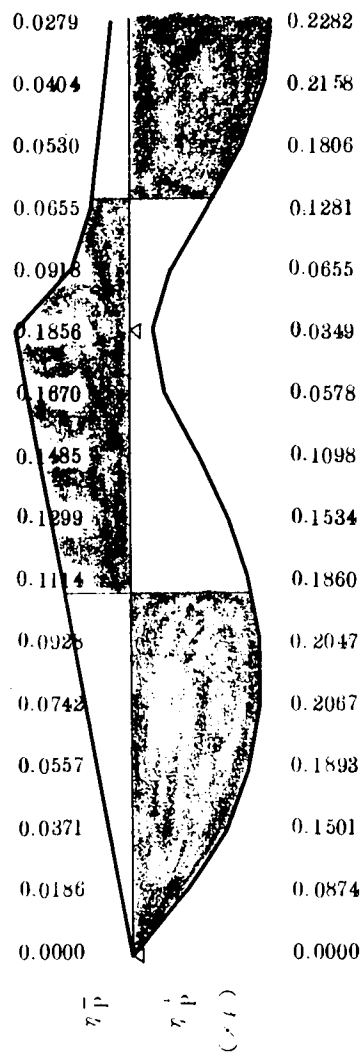
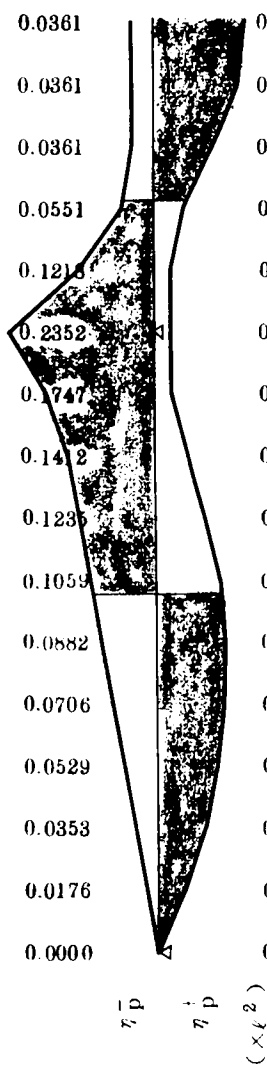
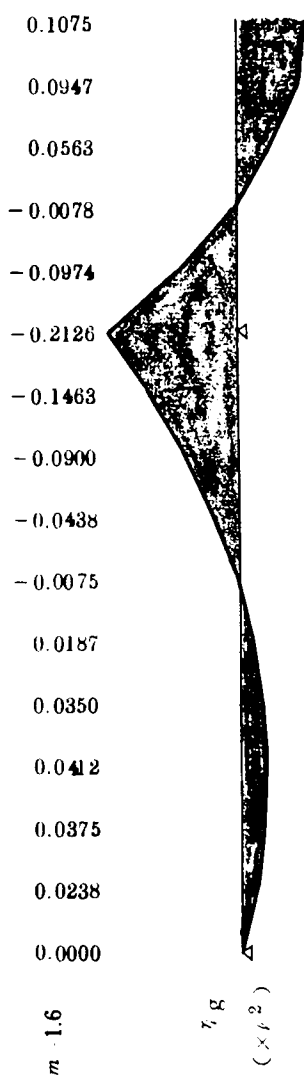


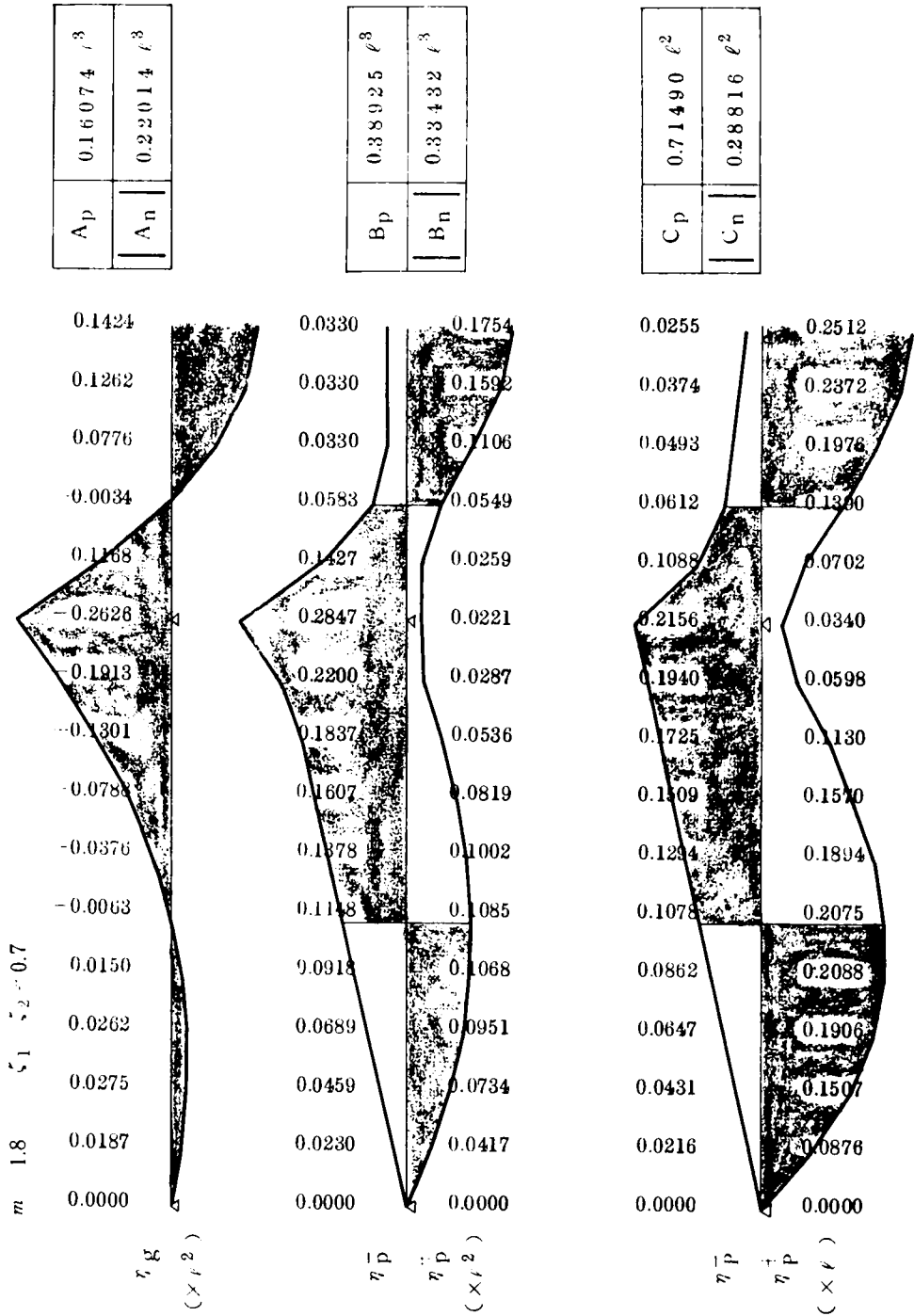
$$\zeta_1 = \zeta_2 = 0.7$$

A _p	0.13195 ℓ^3
A _n	0.15164 ℓ^3

B _p	0.33220 ℓ^3
B _n	0.23629 ℓ^3

C _p	1.64290 ℓ^2
C _n	0.21779 ℓ^2





A_p	0.20423 ℓ^8
A_n	0.30700 ℓ^8

B_p	0.45258 ℓ^8
B_n	0.46098 ℓ^8

C_p	0.78455 ℓ^2
C_n	0.36947 ℓ^2

